НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Под общей редакцией д.т.н. Перельмутера А.В.

Издание четвертое, переработанное и дополненное

Издательство СКАД СОФТ
Издательство Ассоциации строительных вузов
Издательство ДМК Пресс

Москва 2014

ББК .....
.....
УДК 624.131.042

Перельмутер А.В., Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Махинько А.В., Пашинский В.А., Пичугин С.Ф.

Рецензенты:

заведующий кафедрой металлических конструкций Санкт Петербургского государственного архитектурно-строительного университета доктор технических наук, профессор Белый Г.И.

заведующий кафедрой строительной механики Московского государственного архитектурно-строительного университета доктор технических наук, профессор Мондрус В.Л.

Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Под общей ред. А.В. Перельмутера.— 4-е изд., перераб. —М.: Издательство СКАД СОФТ, издательство АСВ, издательство ДМК Пресс, 2014.— 596 стр.

В книге коллектива украинских авторов впервые сделана попытка комплексного освещения вопроса о нагрузках и воздействиях, которые учитываются при проектировании зданий и сооружений.

Описаны основные виды нагрузок и воздействий, включая и особые нагружения аварийного типа. Для каждой из рассмотренной нагрузок приводится описание его физического происхождения, и даются основные сведения о характерных параметрах этих нагрузок. Приводятся и сопоставляются данные из отечественных и зарубежных нормативных документов.

Книга представляет собой справочное пособие для инженерно-технических работников проектных организаций и может быть использована в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся строительным специальностям.

ISBN .....

© Авторский коллектив 2014
© Издательство СКАД СОФТ, 2014
© Издательство АСВ, 2014
© Издательство ДМК Пресс 2014

ОГЛАВЛЕНИЕ

Оглавление **iii**
Предисловия **viii**
(*А.В. Перельмутер*)
1. Нагрузки как элемент расчетной модели **1**
(*А.В. Перельмутер*)
1.1. Место нагрузок и воздействий в расчетах конструкций 1
1.2. Нагрузки как форма взаимодействия с внешней средой 3
1.3. Нагрузки как случайное явление 6
1.4. Нагрузки и метод предельных состояний 9
1.5. Классификация нагрузок и воздействий 14
1.6. Совместное действие различных нагрузок 17
1.7. Районирование по климатическим воздействиям 23
1.8. Пространственное распределение нагрузок 27
1.9. Управление нагрузкой 29
1.10. Нагрузки и воздействия в нормативных документах 32
Литература 34
2. Вес конструкций и грунтов **36**
(*В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер*)
2.1. Нормативные и расчетные значения по СНиП 36
2.2. Изменчивость нагрузки от собственного веса 38
2.3. Нагрузки от собственного веса существующих конструкций 41
Литература 43
3. Полезные нагрузки на перекрытия **45**
(*В.Н. Гордеев, А.В. Перельмутер*)
3.1. Общие сведения 45
3.2. Уточнение полезных нагрузок 51
3.3. Грузовая площадь 55
3.4. Случайное поле нагрузки и грузовая площадь 58
Литература 63
4. Крановые нагрузки **64**
(*С.Ф. Пичугин*)
4.1. Общие сведения. Режимы работы кранов 65
Классификация мостовых кранов 65
Режимы работы кранов 67
4.2. Вертикальные давления колес крана 71
Определение согласно СНиП 71
Учет особенностей технологического процесса 75

Неравномерность давлений колес кранов 82
Динамический характер вертикальных крановых нагрузок 85
Вероятностное описание вертикальной крановой нагрузки 93
Вертикальные нагрузки подвесных кранов 97
Сущность рекомендаций новых норм Украины 99
Сочетания крановых нагрузок 101
4.3. Горизонтальные крановые нагрузки 106
Определение согласно СНиП 106
Боковые силы четырехколесных кранов 108
Боковые силы многоколесных кранов 112
Вероятностное описание горизонтальной крановой нагрузки 114
Рекомендации норм Украины 115
Связь горизонтальной и вертикальной крановых нагрузок 116
Определение горизонтальных крановых нагрузок по Еврокоду 121
Сравнение величин горизонтальных нагрузок, подсчитанных по различным нормам 126
4.4. Нагрузка от удара крана о тупиковый упор 132
Литература 134
5. Нагрузки от внутрицехового транспорта 137
(*С.Ф. Пичугин*)
5.1. Общие сведения 137
5.2. Нагрузки от безрельсового транспорта 138
Основные параметры средств безрельсового транспорта 138
Вертикальные нагрузки колес погрузчиков 140
Горизонтальные нагрузки от безрельсового транспорта 142
5.3. Нагрузки от ленточных конвейеров (транспортеров) 143
Вертикальная нагрузка конвейеров 144
Продольные нагрузки от ленточных транспортеров 146
Динамические нагрузки от конвейеров 148
5.4. Нагрузки от подвесных конвейеров 149
5.5. Нагрузки от лифтов 152
Общие сведения 152
Кинематические схемы лифтов 155
Динамические нагрузки лифтов 156
Нагрузки на строительные конструкции лифта 157
5.6. Нагрузки от напольных завалочных машин 159
Литература 161
6. Снеговые нагрузки 163
(*В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин*)
6.1. Общая характеристика снежного покрова 163

6.2. Характеристика снеговой нагрузки на поверхности земли 166
6.3. Формирование снеговой нагрузки на покрытиях зданий 170
Основные факторы 170
Ссыпание 171
Подтаивание 172
Характер распределения снега на покрытии 173
6.4. Снеговая нагрузка в нормах проектирования 180
6.5. Обеспеченность снеговой нагрузки в СНиП 185
6.6. Снеговая нагрузка в проекте норм Украины 188
6.7. Межгодовая изменчивость снеговой нагрузки 193
6.8. Динамическое действие снега 197
Литература 201

7. Ветровые нагрузки 205
(*А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько*)
7.1. Ветер как природное явление 205
7.2. Некоторые сведения из аэродинамики 212
7.3. Статическая ветровая нагрузка. Здания 216
7.4. Статическая ветровая нагрузка. Сквозные конструкции 222
7.5. Сооружения других типов 230
7.6. Колебания под воздействием пульсаций ветрового потока 235
7.7. Другие динамические эффекты 245
Вихревое возбуждение 245
Галопирование 249
Флаттер 250
Действие одиночных порывов ветра 254
Литература 255

8. Гололедные нагрузки 257
(*С.Ф. Пичугин, А.В.Махинько*)
8.1. Образование и изучение гололедных отложений 257
Природа гололедных нагрузок 257
Аварии конструкций из-за перегрузки гололедом 260
Методы измерения гололеда 263
8.2. Гололедные нагрузки в нормах проектирования 266
Нормирование гололедных нагрузок в СНиП 2.01.07-85 266
Обоснованность районирования гололедных нагрузок по СНиП 268
Представление гололедных нагрузок в ДБН 271
8.3. Расчет гололедно-ветровых нагрузок по результатам наблюдений 273
Определение нагрузок от гололеда на круглоцилиндрические элементы 273

Возможные погрешности определения гололедных нагрузок по результатам наблюдений 274
Определение ветровых нагрузок при гололеде 276
8.4. Особенности гололедных нагрузок на элементы и сооружения 279
Гололедные нагрузки на различные элементы конструкций 279
Гололедные нагрузки на высотные сооружения 280
8.5. Вероятностное описание гололедных нагрузок 282
Исходные данные 282
Стохастические особенности гололедных нагрузок для территории Украины 282
Гололедно-ветровые нагрузки на ВЛ электросетей 286
Гололедно-ветровые нагрузки разной повторяемости 287
Модель годичных максимумов 290
Гололедная нагрузка как случайный процесс 293
8.6. Сравнительный анализ зарубежных гололедных норм 294
8.7. Ветер при гололеде на решетчатые конструкции 301
8.8. Нагрузки при сбросе гололеда 305
Литература 307
9. Температурные воздействия 309
(*А.В. Перельмутер, В.А.Пашинский*)
9.1. Первоначальные сведения 309
9.2. Температурные климатические воздействия. Рекомендации норм проектирования 312
9.3. Параметры внешней среды 316
9.4. Значение температурных перепадов по сечению 320
9.5. Температура замыкания 321
9.6. Длительная и кратковременная часть температурного воздействия 325
9.7. Расстояние между температурными швами 326
9.8. Технологические температуры 330
9.9. Некоторые сведения о воздействии температуры пожара 332
9.10. Климатическая температура как воздействие на ограждающие конструкции зданий 336
Литература 339
10. Нагрузки от смерча 341
(*А.В. Перельмутер*)
10.1. Описание смерча как природного явления 341
10.2. Расчетный смерч для объектов атомной энергетики 348
10.3. Нагрузки при смерче 350
Литература 356

11. Волновые воздействия **358**
(*А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин*)
11.1. Виды волн и их элементы 358
11.2. Нагрузки от волн на непроницаемые преграды 363
11.3. Нагрузки от волн на сквозные сооружения 367
Вертикальная обтекаемая преграда 368
Горизонтальная обтекаемая преграда 370
Сооружение из обтекаемых элементов 373
11.4. Динамическое воздействие 375
Литература 376
12. Ледовые нагрузки **378**
(*А.В. Перельмутер*)
12.1. Предварительные сведения 378
12.2. Строение ледового поля и характеристики льда 380
Прочность льда 381
Толщина льда 384
12.3. Нагрузки от движущихся ледовых полей 384
Воздействие на сооружения с вертикальной передней гранью 384
Воздействие на коническую опору 388
12.4. Нагрузки при температурной деформации сплошного ледового покрова 391
12.5. Нагрузки от примерзшего льда 392
12.6. Динамические эффекты 395
12.7. Воздействия заторов и зажоров 396
Литература 397
13. Сейсмические воздействия **399**
(*А.В. Перельмутер*)
13.1. Общие сведения о землетрясениях 399
13.2. Оценка сейсмической опасности территории 405
13.3. Спектральный метод расчета 409
13.4. Нормирование сейсмических нагрузок по спектральной методике 416
13.5. Специальные проблемы спектральной методики 421
13.6. Акселерограммы. Интегрирование уравнений движения 428
Литература 432
14. Аэростатические нагрузки **435**
(*В.Н. Гордеев*)
14.1. Нагрузки от давления воздуха в герметичном объеме 435
14.2. Нагрузки от пониженного давления воздуха в сосудах 436
14.3. Нагрузка, вызванная разностью в плотности наружного и

внутреннего воздуха 437
14.4. Нагрузка в помещениях с дымовыми трубами 439
15. Особые воздействия 441
(*А.В. Перельмутер*)
15.1. Общие сведения 441
15.2. Воздействия осадок оснований 444
Подрабатываемые территории 444
Карстовые провалы 449
15.3. Удары транспортных средств 451
Наезды автомобилей 454
Воздействия подвижного состава железных дорог и навала судов 457
Аварийные воздействия от падения самолетов 459
Вероятностные модели 461
15.4. Воздействие промышленных взрывов 463
Точечный взрыв 463
Объемный взрыв 465
Дефлаграционный взрыв 467
Действие воздушной ударной волны на сооружение 468
Взрывы в производственных помещениях 473
Литература 475
16. Нагрузки от производственной пыли 478
(*С.Ф. Пичугин*)
16.1. Природа нагрузки 478
16.2. Аварии покрытий от перегрузки пылью 481
16.3. Учет нагрузки от пыли в нормативных документах 483
Литература 484
17. Подвижные нагрузки автодорожных мостов 486
(*А.И. Лантух-Лященко*)
17.1. Вводные замечания 486
17.2. Модели подвижных нагрузок в нормах европейских стран 489
Сравнительный анализ нагрузочного эффекта 492
17.3. Процедура построения модели подвижных нагрузок 496
Сбор данных о транспортном потоке Западной Европы 497
Способы экстраполяции 499
Период повторяемости 501
Калибровка 502
Модель подвижной нагрузки Еврокода EN 1991-2:2003 505
17.4. Модель подвижных нагрузок норм Украины 507
Ретроспективная справка 507
Модель подвижных нагрузок норм Украины 2006 г 508

Проблема материальных потерь 511
Модель временных подвижных нагрузок 2009 г. Что нового? 513
17.5 Оценка нагрузок от реального транспортного потока 514
Литература 518
18. Нагрузки в процессе строительства 520
(*А.В. Перельмутер*)
18.1. Влияние продолжительности фазы возведения 520
18.2. Специфические нагрузки 523
Литература 526
19. Давление сыпучего материала 528
(А.В. Махинько)
19.1. Общие сведения о давлении сыпучего материала 528
19.2. Давление сыпучего материала в нормах Eurocode 532
Давление на вертикальные стенки 534
Давления на воронки и днища 538
19.3. Давление сыпучего материала по СНиП и ДБН 541
Литература 542
20. Воздействие прямой солнечной радиации 543
(В.Н. Гордеев, А.И. Кордун)
20.1. Введение 543
20.2. Потери солнечной энергии в атмосфере 543
20.3. Радиация, приходящая на поверхность конструкции 548
20.4. Определение количества солнечной радиации, попадающей на площадку конструкции, в конкретный день и в конкретное время 549
20.5. Восход и заход солнца на наклонных площадках 553
20.6 Определение температуры листовой конструкции в зависимости от притока тепла 554
Литература 556
21. Выбор невыгодных сочетаний нагрузок 557
(В.Н. Гордеев, А.В. Перельмутер)
21.1. Расчетные сочетания усилий и комбинации загружений 557
21.2. Допустимые сочетания и их логическая взаимосвязь 561
21.3. Граф логической связи между загружениями 564
21.4. Язык описания сочетаний с заданием величин нагрузок 568
21.5. Язык описания сочетаний с заданием диапазонов 570
Операции над коэффициентами и сегментами 572
Примеры описания сочетаний с использованием сегментов 573
Вычислительные аспекты 574
21.6. Критерии отбора невыгодных сочетаний 574
21.7. Использование выпуклой оболочки множества сочетаний 577

21.8. Максимизация квадратичной функции 581
21.9. Сочетания усилий при случайных нагрузках 582
21.10. Влияние выбранного сочетания на проектное решение 586
Литература 588

ПРЕДИСЛОВИЯ



Медаль имени М.С. Будникова (Академия строительства Украины), которой была отмечена книга

Некоторые, хотя и учатся, но не усердно, и потому живут долго.

Геннадий, архиепископ Новгородский,
из письма митрополиту Симону (около 1500 г.)

Во-первых, это красиво...

Из старого анекдота

ПРЕДИСЛОВИЕ К ЧЕТВЕРТОМУ ИЗДАНИЮ

Книга о нагрузках и воздействиях продолжает оставаться востребованной и полезной практикующим инженерам, студентам и преподавателям вузов, научным работникам и об этом свидетельствует тот факт, что книга выходит уже четвертым изданием.

От издания к изданию уточнялись некоторые положения книги, вводился дополнительный материал, актуализировались ссылки на нормативные документы и литературные источники, но ни в отечественной, ни в известной авторам зарубежной литературе так и не появилась книга такой же направленности. Правда, издаются научные монографии, посвященные тем или иным видам нагрузок, однако они рассчитаны больше на читателя-исследователя, чем на практикую-

щего проектировщика. Именно к изданиям такого рода принадлежат расширяющие тематику настоящей книги монографии участников авторского коллектива [5, 5], или книга [1]. И, не смотря на это, издательство и авторский коллектив решили предложить вниманию читателей новое, четвертое издание книги, которое, как нам хотелось бы думать, будет так же благосклонно приято читателями, как и предыдущие издания.

В этом издании добавлены некоторые маериалы, касающиеся снеговыхЮ гололедных , крановых и температурных нагрузок, а также новый раздел о нагрузках от давления сыпучего материала на стенки и днища различных емкостей. Актуализированы ссылки на нормативную литературу, исправлены замеченные неточности.

Киев-Полтава-Кривой Рог, январь 2014

ПРЕДИСЛОВИЕ К ТРЕТЬЕМУ ИЗДАНИЮ

Первое издание этой книги (К.: Изд-во «Сталь», 2005) и три завода второго исправленного и дополненного издания (М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2006-2008) разошлись довольно быстро. Оказалось, что книга о нагрузках и воздействиях является востребованной и полезной практикующим инженерам, студентам и преподавателям вузов, научным работникам. Она достаточно часть цитируется, а также используется как источник различного рода справочных сведений. Все это вместе послужило мотивом для издательства и для авторского коллектива подготовить следующее третье издание книги.

Третье издание заметно скорректировано, в частности, обновлены ссылки на различного рода нормативные документы. Проекты украинских норм по нагрузкам и по строительству в сейсмических районах стали теперь утвержденными нормативными документами (ДБН В.1.2-2006 и ДБН В.1.1-12:2006), а большинство Еврокодов, которые имели статус преднормы (ENV) стали европейскими стандартами (EN).

Неформальные изменения коснулись многих разделов, из которых наиболее существенными являются следующие.

- Раздел 4 дополнился данными анализа последствий реализованного в ДБН В.1.2-2006 перехода к новым увеличенным значениям боковых сил. Рассмотрены нагрузки на отдельные колеса, на рамы, на подкрановые балки, изменение усилий и сечений подкрановых балок и колонн для четырехколесных и многоколесных кранов различной грузоподъемности.
- В разделе 6 добавлен параграф о воздействии сходящих с кровли снеговых масс. Он также расширен детальным сравнением снеговых мешков по разным нормам.

• Внесены изменения в раздел 7, где приводятся некоторые дополнительные данные о вертикальном профиле ветра, аэродинамике плохообтекаемых тел, данными о зарубежных нормах ветровой нагрузки и другие материалы из книги С.Ф. Пичугина и А.В. Махинько, «Ветровая нагрузка на строительные конструкции».

• В разделе 13 представлен более детальный анализ физической сущности нормативной линейно-спектральной методики определения сейсмических сил.

• Переработан и расширен раздел 17, где анализируется методология создания модели подвижной нагрузки на автодорожных мостах и проводится ее сопоставление с реальными нагрузками на наших дорогах.

• Добавлен новый раздел, в котором описываются нагрузки, действующие на сооружение в процессе его возведения.

Авторы благодарны всем тем лицам, которые своими замечаниями и советами помогли улучшить эту книгу.

Киев-Полтава, июль 2009

ПРЕДИСЛОВИЕ К ПЕРВОМУ ИЗДАНИЮ

Предлагаемая вниманию читателей книга посвящена описанию нагрузок и воздействий на строительные конструкции зданий и сооружений. Авторы так и не смогли понять, почему такая книга не была написана ранее, хотя ее необходимость представляется абсолютно очевидной.

Недостаточное внимание к затрагиваемой проблеме также общеизвестно. Так, в процессе профессиональной подготовки инженера-строителя практически ничего не говорится о нагрузках и воздействиях на строительные конструкции. Точнее, они считаются откуда-то известными, хотя их свойства и особенности формирования не описываются. Это тем более удивительно, что в основном неравенстве метода расчетных предельных состояний, где несущая способность конструкции сопоставляется с нагрузочным эффектом, обе его части в равной степени важны. Но вот одной из них посвящена заметная часть курса стальных, железобетонных или деревянных конструкций, а другая стыдливо обходится стороной.

Результатом этого является слабое знание свойств, методов определения и способов регулирования нагрузок. Единственным источником данных о них являются нормы проектирования, которые в силу своей природы не дают никаких пояснений, но от частого употребления кажутся очевидными. Однако нормативные документы разных стран дают зачастую достаточно различающиеся указания относительно выбора нагрузок, и при работе на экспорт, когда эти указания

приходится выполнять. возникает масса новых вопросов, связанных с тем, что «понятные» (точнее — привычные) отечественные нормы не корреспондируют с зарубежными. А сам факт расхождения отечественного и зарубежного подхода вызывает желание исправить «их ошибочную точку зрения», хотя в основе такого расхождения могут лежать очень убедительные соображения.

Имеются, правда, научные монографии, посвященные тем или иным видам нагрузок, например ветровым [6], однако большинство из них рассчитаны больше на читателя-исследователя, чем на практикующего проектировщика. Кроме того, такого рода книги зачастую требуют специальных знаний, которые отсутствует у специалистов с обычной профессиональной подготовкой инженера-строителя.

Достаточно характерным является и представление проблемы нагрузок и воздействий в справочной литературе. Появившийся было в популярном расчетно-теоретическом справочнике проектировщика [7], выпущенном в 1960 году под редакцией проф. А.А. Уманского, раздел «Нормы нагрузок и габариты», исчез из второго издания этого справочника, опубликованного в 1973 году [8]. Больше повезло динамическим нагрузкам, которые достаточно полно представлены в трех томах справочника, вышедшего под редакцией Б.Г. Коренева и И.М. Рабиновича [9, 2] и под редакцией Б.Г. Коренева и А.Ф. Смирнова [3].

Целью настоящей работы является ознакомление инженера-строителя (проектировщика) со свойствами, методами определения и особенностями взаимодействия с конструкцией нагрузок и воздействий различного вида. Книги такого рода нам не известны, и авторам пришлось создавать ее структуру, отбирать необходимый материал и строить изложение, не используя никаких образцов. Такого рода новизна, с одной стороны, давала полную свободу творчества, но, с другой стороны, заставляла все время сомневаться в себе и гадать о возможной реакции читателя.

Авторы исходили из того, что понимание физической природы того или иного воздействия на конструкцию дает инженеру-проектировщику инструмент для активного регулирования величин этих воздействий. Кроме того, необходимость выполнения оценки технического состояния существующих конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам, требует во многих случаях индивидуального подхода к назначению нагрузок и воздействий (например, нормами по проектированию при реконструкции разрешается определять нагрузки по данным местных метеостанций).

При этом мы старались не свести изложение только к комментированию норм проектирования, хотя и посвящаем этой проблеме достаточно много внимания, в том числе и сопоставлению подходов, заложенных в нормативных документов различных стран. Много внимания уделено проекту Государственных строительных норм Украины по нагрузкам и воздействиям, к разработке которого некоторые авторы предлагаемой вашему вниманию книги имели непосредствен-

ное отношение. Такого типа «взгляд изнутри» может оказаться полезным тем специалистам, которые столкнутся с необходимостью выполнить аналогичные работы.

Итак, на кого же рассчитана предлагаемая вам книга? На прилавках книжных магазинов представлено много книг по компьютерным проблемам с грифом «Для чайников». В Польше они выходят с грифом «Не только для орлов», который представляется нам более приемлемым, поскольку за предупреждением «Не только для орлов…» угадывается продолжение «… и для них тоже». Такого рода направленность выбрали и авторы этой книги.

Авторы не стремились написать учебник, да и не существует в вузовском учебном плане такого предмета как «Нагрузки и воздействия на здания и сооружения» (здесь, возможно, следовало бы сказать — к сожалению). Но мы убеждены, что предлагаемая книга может служить учебным пособием для студентов старших курсов, магистрантов и аспирантов при изучении ими прочностных дисциплин. Возможно, что и преподаватели этих дисциплин найдут для себя в этой книге полезный педагогический материал, который может быть использован как в лекционных курсах, так и на специальных семинарских занятиях.

Мы не будем обсуждать содержание книги по главам, для этого достаточно прочесть ее оглавление. Отметим лишь, что главы 1, 9, 10, 12, 13 и 15 написаны А.В. Перельмутером, главы 4, 5, 8 и 16 — С.Ф. Пичугиным, глава 17 — А.И. Лантухом-Лященко, глава 14 — В.Н. Гордеевым, им же совместно с А.В. Перельмутером написаны главы 3 и 18, В.А. Пашинский с А.В. Перельмутером написали главы 2 и 6, А.В. Перельмутер с С.Ф. Пичугиным — главы 7 и 11. Коллектив авторов не имел возможности и желания полностью унифицировать стиль изложения отдельных разделов, поскольку многое из сказанного лежит в области их личных научных интересов, и не было никакого смысла скрывать свои пристрастия к той или иной стороне освещаемой проблемы (методологической, фактологической или прикладной) путем нивелирования стиля изложения. Это сказалось на расстановке акцентов, но (мы надеемся) ни в коем случае не на объективности оценок и суждений.

Во время работы над книгой авторский коллектив все время испытывал стимулирующее влияние компании SCAD Soft, которая хотела бы видеть в предлагаемой вниманию читателя книге неформальную компоненту эксплуатационной документации к программно-вычислительной системе SCAD Office. Мы все искренне признательны за эту поддержку.

Литература

1. Бирбраер А.Н., Роледер А.Ю. Экстремальные воздействия на сооружения . – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. —594 с.

2. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. — М.: Стройиздат, 1981. — 215 с. — (Справочник проектировщика).
3. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций.— М.: Стройиздат, 1986. — 461 с. — (Справочник проектировщика).
4. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Ветровые нагрузки на строительные конструкции. — Полтава: АСМТИ, 2005. — 342 с.
5. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции. — Полтава: АСМИ, 2012. — 263 с.
6. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения. — М.: Стройиздат, 1984. — 360 с.
7. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Том расчетно-теоретический. — М.: Госстройиздат, 1960. — 1004 с.
8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Том расчетно-теоретический. / В 2-х книгах. — М.: Стройиздат, 1973. — Книга 1, 592 с.; Книга 2, 416 с.
9. Справочник по динамике сооружений / 2-е изд.— М.: Стройиздат, 1983. — 511 с. — (Справочник проектировщика).

1. НАГРУЗКИ КАК ЭЛЕМЕНТ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ

1.1. Место нагрузок и воздействий в расчетах конструкций

При построении расчетной модели одной из наиболее ответственных процедур является *идеализация нагрузок*, действующих на конструкцию в различных режимах работы. Вообще, нагрузки являются одним из наименее изученных компонентов системы, они имеют большую изменчивость во времени и пространстве, и те расчетные модели, которыми оперирует проектная практика, достаточно условны. Некоторые из моделей нагружения, которые традиционно используются при составлении расчетных моделей (равномерно распределенная нагрузка, сосредоточенная сила, импульсивное воздействие, гармоническая осцилляция) являются сильными физическими абстракциями, о чем надо хорошо помнить при анализе результатов расчета. Особенно много ошибок в процессе идеализации нагрузок совершается в части описания их поведения во времени, что приводит к недостоверной картине динамического поведения системы. Именно в динамике наиболее ярко проявляется обратная связь между нагрузкой и сооружением, когда его поведение меняет сам характер динамически приложенных нагрузок (флаттер, галопирование, взаимовлияние различных форм колебаний и др.).

Понятие нагрузки является удобным способом описания взаимодействия конструкции с окружающей средой, но это не единственная форма такого взаимодействия. Часто необходимо описать не силовое, а кинематическое взаимодействие, когда некоторые устройства, внешние по отношению к рассчитываемой системе, стесняют перемещения или повороты отдельных точек или навязывают ей свои перемещения. Такие условия, называемые связями, почти всегда присутствуют в расчетной модели. Заметим попутно, что заданное перемещение какой-либо точки всегда реализуется в виде смещения связи, а обычная связь-опора является частным случаем такого кинематического воздействия, когда упомянутое заданное перемещение имеет нулевое значение. Конечно, бесконечно жесткая связь, абсолютно точно навязывающая системе определенное (возможно, нулевое) значение перемещения, является идеализацией; в действительности взаимодействие с окружающей средой реализуется через некоторые устройства, имеющие, воз-

можно, очень большую, но не бесконечно большую жесткость.

Вообще, следовало бы говорить не столько о *нагрузках,* сколько о *воздействиях* на сооружение. В первом приближении воздействия можно разделить на внешние и внутренние — с одной стороны, а с другой стороны — на силовые и кинематические, что и отражено в приводимой ниже *табл. 1.1.*

Таблица 1.1

	Силовые воздействия	Кинематические воздействия
Внешние воздействия	Нагрузки	Заданные перемещения опорных узлов
Внутренние воздействия	Контролируемое предварительное напряжение	Дислокации, температурные перемещения

Но и эта классификация условна и неполна, так как не отражает таких, например, специфических условий взаимодействия с окружающей средой, как коррозия, химическое взаимодействие, выкрашивание, изменение схемы сооружения в результате разрывов связей (в том числе и по злому умыслу) и т.п.

Принятый в настоящее время практически повсеместно метод расчета по предельным состояниям оперирует понятиями нормативной* и расчетной нагрузки. Нормативным считается значение нагрузки, определяемое нормами проектирования, оно в какой-то мере соответствует наибольшему значению нагрузки, которое может быть допущено при нормальной эксплуатации сооружения. Эта фраза является достаточно расплывчатой: не понятно, что является режимом нормальной эксплуатации и что означает слово «наибольшая», эта неопределенность приводит к тому, что нагрузки разной природы имеют различную вероятность проявления и не выполняется естественное требование проектирования об обеспечении равной надежности одинаковым объектам, подверженным действию различных нагрузок. Отклонения от нормативного значения, связанные со статистической изменчивостью нагрузок, учитываются введением коэффициента надежности по нагрузке γ_f, после умножения нормативного значения нагрузки на который мы приходим к расчетному значению нагрузки. Нормы [1.a.i.28] определяют, что проверка 1-го предельного состояния реализуется при расчетных значениях нагрузок, а проверка 2-го предельного состояния — при нормативных значениях.

Нагрузки и воздействия по своему происхождению имеют самую разнообразную природу, и форма их проявления часто бывает весьма специфичной. Однако, при всем разнообразии, имеются некоторые общие моменты, которые позволяют говорить об анализе нагрузок и воздействий как о неком едином целом. В основе такого анализа лежит теория надежности, а также методы статики и динамики строительных конструкций. С использованием именно этих научных дисциплин решаются вопросы выбора расчетных значений нагрузок и воздействий, их моделирования в расчетах строительных конструкций, определения реакции сооружения на внешние воздействия и

* В зарубежной нормативной литературе ей соответствуют понятия характеристической (characteristic) нагрузки.

оценки взаимодействия конструкции с нагрузкой. Некоторые из упомянутых задач являются специфичными для разных нагрузок и воздействий, но имеются проблемы, почти не связанные с природой возникновения или характером действия нагрузки того или иного вида. Освещению таких проблем посвящен настоящий раздел.

1.2. Нагрузки как форма взаимодействия с внешней средой

Любая конструкция окружена внешней средой и взаимодействует с ней. Хотелось бы сразу указать на понятие *взаимодействие*, которое указывает не только на то, что внешняя среда влияет на конструкцию, но и на то, что конструкция может влиять на окружающую среду.

Рассчитываемая конструкция всегда является частью более общей системы и, выделяя конструкцию из окружающей среды, мы либо идеализируем ее влияние в форме абсолютного запрета на некоторые виды перемещений (присоединение системы к «земле»), либо описываем это влияние в форме внешней нагрузки на систему. Но при использовании такого подхода очень важно понять, не влияет ли деформация системы на нагрузку. Иными словами, рассматриваемая конструкция должна быть в некотором смысле несопоставимой по жесткости или другим параметрам с отброшенным окружением. Лишь тогда можно уверенно предполагать, что нагрузку можно рассматривать как не зависящую от деформаций системы. Типичным примером является нагрузка от собственного веса, которая определяется взаимным тяготением массы Земли и массы конструкции, но деформации настолько мало меняют расстояние между центрами этих масс, что ими можно пренебречь. То, что таким образом можно поступать далеко не всегда, будет неоднократно проиллюстрировано ниже.

К числу характерных примеров взаимодействия нагрузки с конструкцией относятся многие режимы динамического нагружения. Сооружение является некоторым фильтром, отбирающим из действующих на него возмущений определенную часть. Это обстоятельство хорошо исследовано, частотная картина нагружения является неотъемлемой частью описания динамической нагрузки, и анализ собственных частот и форм колебаний лежит в основе подавляющего числа динамических расчетов.

В меньшей степени известно, что фильтрация может происходить не только по частоте воздействия (резонансные явления), но и по длине волны. Так, сейсмические воздействия на объект с малыми размерами в плане (дымовая труба, башня и т.п.) и на сооружение большой протяженности, расположенное на общей фундаментной плите (корпус элеватора, атомная электростанция), оказываются существенно разными. Если в первом случае сооружение будет реагировать на волны всех длин, лишь бы частотная картина воздействия была такой, что она попадает в зону чувствительности, определяемую спектром собственных частот, то во втором случае сооружение

будет реагировать аналогичным образом только на волны, длина которых примерно вдвое превышает размер фундамента в плане. Эти волны действуют практически синфазно на протяжении всего сооружения, в то время как воздействие более коротких волн может оказаться в противофазе. Аналогичные эффекты следует учитывать при расчете гидротехнических объектов. Так, для конструкций морских глубоководных оснований удается заметно снизить общий уровень загруженности, если их генеральные размеры подобраны так, что на противоположных сторонах сооружения волновая нагрузка действует в противофазе.

Еще одним примером взаимодействия нагрузки с сооружением является аэродинамическое нагружение. Его величина существенно зависит от формы конструкции, обтекаемой ветровым потоком, и, если деформации конструкции эту форму заметно меняют, как это случается, например, в висячих системах, то меняются и действующие нагрузки.

Аналогичная положительная обратная связь возникает при учете нагрузки от собственного веса, а также в случаях нагружения гибких конструкций весом слоя жидкости (*рис. 1.1*). Прогибы конструкции увеличивают толщину слоя жидкости в середине пролета, что заметно меняет картину нагружения.

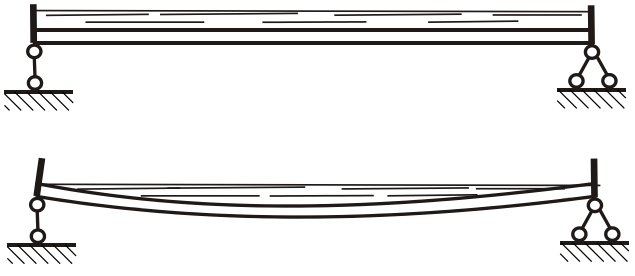


Рис. 1.1. Действие веса жидкости на гибкую конструкцию

Нормы США (см. Load and Resistance Factor Specification for Structural Steel Buildings, Appendix K2) предусматривают расчет горизонтального кровельного перекрытия на нагрузку от такого скопления воды, чтобы более точно определить необходимую жесткость конструкции. Это нагружение возникает при интенсивном таянии снега или вследствие проливных дождей, когда норма осадков превосходит возможность отвода воды.

Стандартными вариантами идеализации взаимодействия с внешней средой являются либо задание некоторых перемещений точек системы (чаще всего нулевых) — и тогда мы накладываем соответствующую связь, либо задание некоторого нагружения силового характера.

Рассматривая различия между силовым и деформационным нагружением, В.И. Феодосьев [32] приводит пример характерной ошибки, когда на опорное кольцо резервуара (*рис. 1.2*, *а*) передают нагрузку по силовой схеме (*рис. 1.2*, *б*), где общий вес равномерно распределен по длине опорного кольца.

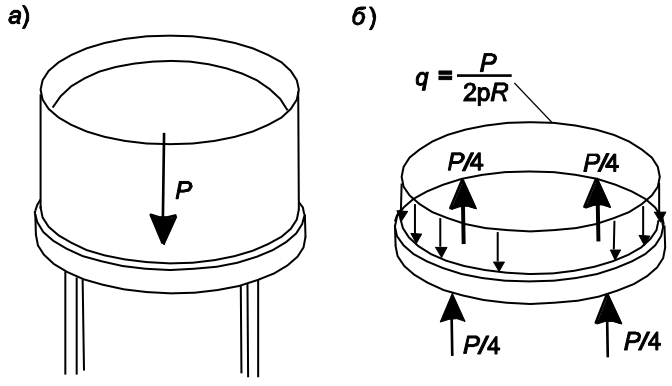


Рис. 1.2. Расчетная модель опорного кольца

Однако кольцо не может рассматриваться как самостоятельно нагруженная силами система, поскольку оно прогибается ровно настолько, насколько позволяет ему деформироваться стенка бака. Кольцо находится практически в условиях деформационного нагружения, а еще лучше сказать — кинематического воздействия.

Разница между силовым и деформационным нагружением особенно резко сказывается при анализе тех последствий, к которым приводит их изменение. В упругой системе эта разница практически не проявляется, но дело существенно меняется при рассмотрении систем неупругих. На это обстоятельство не очень часто обращают необходимое внимание, проектная практика настолько глубоко привязана к оценке напряжений, что об их неравноправности с деформациями в тех случаях, когда несправедлив закон Гука, забывают.

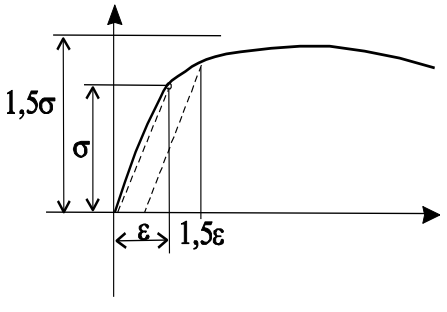


Рис. 1.3. Диаграмма напряжений

В упомянутой книге В.И. Феодосьева очень четко поставлен вопрос о том, является ли вычисленный по напряжениям коэффициент запаса достаточной характеристикой надежности. Отвечая на него отрицательно, автор рассматривает два способа создания напряжений в стержне: приложением некоторой нагрузки *P*, вызывающей в сечении стержня напряжение σ, и принуди-

тельным деформированием, создающим такую деформацию ε, что ей соответствует такое же напряжение σ (*рис. 1.3*). В первом случае увеличение напряжения в 1,5 раза приведет к разрыву стержня, во втором (увеличение деформации в те же 1,5 раза) — лишь к росту остаточных деформаций.

Особенно сильно сказывается различие между силовым и деформационным нагружением при рассмотрении вопроса о влиянии точности задания воздействия на результаты расчета. Так, в простейшем случае изгиба балки, который сводится к решению дифференциального уравнения

$$(EIv'')'' = q(x), \tag{1.1}$$

можно рассмотреть два случая:

- нагрузка — причина изгиба, а прогиб — следствие;
- прогиб является причиной (изгиб по лекалу), а нагрузка (реакция) — следствием.

Если предполагать абсолютную точность задания исходных данных и способа решения задачи, то формального различия между указанными случаями нет. Но в действительности это различие очень велико, поскольку малые изменения нагрузки приводят к малым изменениям прогибов, а если неточно задана форма лекала, то разброс в полученных значениях нагрузки может быть очень большим (мы практически не умеем находить даже первую производную от неточно заданной функции). По сути, здесь нет ничего нового, чем другое прочтение закона Гука: если в упругой системе большие силы приводят к малым деформациям, то ее малые деформации могут быть связаны с большими усилиями. Однако традиции инженерного образования не фиксируют внимание на рассмотрении закона упругости в такой форме.

1.3. Нагрузка как случайное явление

Практически все нагрузки, которые рассматриваются при расчете конструкций, являются случайными величинами или случайными функциями времени. Это, в числе прочего, означает, что мы не можем указать точное значение нагрузки, которое будет реализовано, а используем некоторые расчетные величины, которые могут реализоваться лишь с определенной долей вероятности.

Вероятностные свойства нагрузки, как функции времени или пространственной координаты, устанавливаются путем статистической обработки данных измерений их выборочных значений. Основные виды реализации измеренных значений могут представляться (*рис. 1.4*) в виде:

- дифференцируемых случайных функций (*рис. 1.4. а, б*);
- недифференцируемых функций ступенчато-импульсного типа, в том числе и с мгновенными импульсами (*рис. 1.4. в–е*).

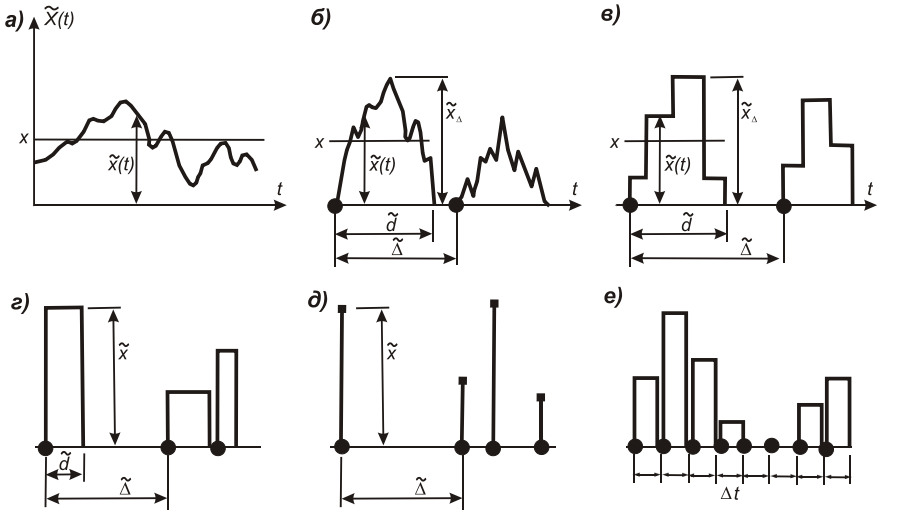


Рис. 1.4. Основные виды реализации случайной нагрузки

Временна́я структура реализации процесса по схеме рис. 1.4. *е*, часто определяется не только свойствами реального процесса, но и регулярной структурой измерений с фиксированным периодом Δt (например, четырехразовые измерения на метеостанциях). При этом физической переменной, непрерывно меняющейся на интервале Δt, приписывается значение, измеренное в его начале или в конце, или осредненное по t или, наконец, максимальное на этом интервале. Форма импульса условно принимается прямоугольной.

Большинство преобразований, которые претерпевают данные о нагрузках в процессе их сбора, сводятся к следующему:

- дискретизация реализаций по аргументу (это не обязательно время, через t может обозначаться длина, площадь и т.п.) — замена функции дискретной выборкой;
- квантование по интенсивности $\tilde{X}$ (иногда аппаратное) — переход от непрерывной случайной величины к дискретной;
- предварительное сглаживание с помощью фильтров, например типа скользящего среднего;
- получение вторичных статистических выборок, например выборок месячных или годовых максимумов для реализации метеорологических явлений.

При использовании таким образом обработанных данных часто применяется сглаживание с помощью теоретических распределений изучаемой случайной переменной, принимаемых на основании предварительного анализа свойств рассматриваемой нагрузки. При этом используются известные статистические критерии (максимального правдоподобия, уравнивания статистических моментов и т.п.), детально описанные в специальной литературе (достаточно компактное описание приведено в работе [22]).

Для случайных факторов важным понятием, которое используется при вероятностных обоснованиях и отражено в ГОСТ 27751-88* [6], является *обеспеченность* случайной величины. Применительно к нагрузкам и воздействиям здесь понимается вероятность непревышения случайной реализацией этой величины некоторого опасного значения. Этим определением полностью исчерпывается формальная сторона вопроса, но имеются определенные особенности интерпретации, связанные с физическим смыслом рассматриваемых случайных величин. Если природа случайности связана с неопределенностью разовой реализации свойств в случайном ряду однотипных изделий (возможно, лишь воображаемом), как, например, происходит при рассмотрении случайных значений плотности при определении собственного веса, то обеспеченность связывается с той или иной долей уверенности, что выбранное для подсчетов значение окажется непревышенным.

Если же рассматриваются случайные процессы, протекающие в окружающей среде (скорость ветра, температура, интенсивность осадков и т.п.) или в самой конструкции (коррозия, эрозия и т.п.), то следует помнить о том, что речь идет о вероятности возникновения некоторой ситуации в течение определенного отрезка времени и с обусловленностью связывается определенный (весьма часто очень условный) срок эксплуатации. Вероятность непревышения опасного уровня оказывается различной, если рассматривать короткие или длинные интервалы времени, подобно тому, как различаются вероятности встретить автомобиль определенного (например, желтого) цвета при проезде одного квартала и при пересечении мегаполиса.

Проводя достаточно рискованную аналогию с человеческой жизнью, можно говорить о первом типе случайностей, вспоминая вероятность гибели человека при рождении, а о втором — при рассмотрении вероятности гибели на протяжении всей его жизни, например, от несчастного случая.

Заметим, что нормативные значения случайных природных воздействий (ветер, снег, температура, сейсмика) часто назначаются как величины, превышаемые в среднем один раз в T_c лет. Тогда вероятность появления за один произвольно взятый год воздействия со средним сроком повторяемости T_c лет составляет $1/T_c$, а вероятность того, что такое воздействие F_c ни разу не возникнет за срок эксплуатации T лет, может быть вычислена по формуле

$$P = (1 - 1/T_c)^T, \qquad (1.2)$$

если считать случайные годовые максимумы статистически независимыми. Эта вероятность не так уже и велика даже при значительных T_c, что видно из *табл. 1.2*. Например, вероятность того, что за 50 лет эксплуатации фактическая скорость ветра превысит максимальное годовое значение, встречающееся в среднем один раз в 50 лет, весьма велика и равна 0,64.

Таблица 1.2

Период повторяемости (T_c, лет) нагрузки F_c	10	30	50	100	200	500	1000
Вероятность непревышения значения F_c за 50 лет	0,005	0,13	0,36	0,61	0,78	0,90	0,95

Поэтому часто для расчетных значений нагрузки принимаются значения, соответствующие очень большому периоду повторяемости T_c. Например, при расчете конструкций АЭС для экстремальных (аварийных) значений принимается T_c = 10 000 лет [20]. Все дело тут в неприметной на первый взгляд разнице определений: *в среднем* один раз и *хотя бы* один раз*.

Нормативные документы некоторых стран учитывают периоды повторяемости природных воздействий. Так, рекомендации Японского института архитектуры [1], в соответствии с которыми за основу взят столетний период повторяемости, дают следующие значения для коэффициента перехода R к другому периоду повторяемости T:

- для снеговой нагрузки $R = 0{,}40 + 0{,}13 \ln T$;
- для ветровой нагрузки $R = 0{,}54 + 0{,}10 \ln T$;
- для сейсмического воздействия $R = (T/100)^{0{,}54}$.

Близкий подход использован в нормах Украины [1.a.i.10], где для расчетных предельных значений переход от характеристических значений ветровой и снеговой нагрузок, соответствующих T_c = 50 лет, к другим значениям T рекомендуется выполнять с использованием коэффициента надежности γ_{fm}, вычисляемого по формуле $\gamma_{fm} = 0{,}24 + 0{,}45 \lg T$.

1.4. Нагрузки и метод предельных состояний

Нагрузки на здания и сооружения, которые в настоящее время используются проектировщиками, интерпретируются в рамках метода предельных состояний. Метод расчетных предельных состояний был введен в СССР в качестве руководящего принципа расчетов строительных конструкций с 1 января 1955 года при утверждении первого издания Строительных норм и правил [31]. В дальнейшем расчет по предельным состояниям завоевал широкое признание во всем мире и в настоящее время

* Для нагрузок, меняющихся во времени, нуждается в уточнении само понятие «один раз». Так, для метеорологических нагрузок, наблюдения которых ведутся через каждые шесть часов, можно говорить об одном наблюдении за T лет: частота такого события равна $1/1460T$. Для других нагрузок «один раз» может быть связан с технологическим циклом или с другим характерным параметром.

он положен в основу стандарта ИСО [4] и системы Еврокодов [3], где он получил название «метод частных коэффициентов надежности».

Два названия — «метод предельных состояний» и «метод частных коэффициентов надежности» — отражают наиболее существенные стороны метода, при этом каждая из этих сторон имеет определенную независимость.

Если рассматривать метод с точки зрения использования предельных состояний, то нужно помнить, что в основе метода лежит идея отказа от детального анализа всех состояний конструкции, кроме предельных, по отношению к которым и формулируются расчетные требования к объекту. Приняв, например, за одно из предельных состояний условие прочности и запроектировав конструкцию так, чтобы с определенной степенью уверенности можно было говорить, что в течение всего срока службы это условие не будет нарушено, мы ничего не можем говорить о том, какой уровень фактических напряжений будет соответствовать нормальному (непредельному) состоянию при наиболее часто реализующихся условиях эксплуатации. И с этой точки зрения почти равноправными могут оказаться конструкция плотины, обычный уровень нагружения которой не очень далек от расчетного (например, он составляет 80% расчетного), и конструкция дымовой трубы, у которой появление расчетной нагрузки является весьма редким событием, а обычное нагружение соответствует, например, 15% расчетного. На первый взгляд такое «равноправие» неправомочно, но следует помнить, что вероятность нарушения предельного условия в обоих случаях предполагается одинаковой и исчерпание 20% запаса в первом случае реализуется с той же частотой, что и исчерпание 85% запаса во втором.

Если же фиксировать внимание на системе частных коэффициентов надежности, то увидим, что произошла замена одного общего коэффициента запаса произведением нескольких (частных) коэффициентов, каждый из которых связан с определенной стороной проблемы безопасности: характером нагрузки, свойствами материала, степенью ответственности объекта и т.п. Именно детализация в применении комбинации частных коэффициентов надежности обеспечивает (точнее, должна обеспечивать) рассматриваемую выше ситуацию равной вероятности реализации предельного состояния двух объектов, обычное состояние которых резко отличается степенью близости к предельному. Следует заметить, что рассматриваемая характеристика метода чаще присутствует в его описаниях и переход от единого коэффициента запаса к дифференцированным инженеры считают если не единственным, то главным отличием метода предельных состояний от применявшегося до него метода расчета по допускаемым напряжениям. В этом смысле прижившееся в отечественной литературе название «метод предельных состояний» не выполняет своей роли, и привычное объяснение скорее можно было бы отнести к наименованию «метод частных коэффициентов надежности», применяющемуся за рубежом (см., например, [1.a.i.4], [1.a.i.2]).

Рассмотрение только предельных состояний конструкции приводит к тому, что в подавляющем большинстве случаев рассматривается только

экстремальная нагрузка, а закономерности ее поведения на более низких уровнях интенсивности остаются неизвестными. Это обстоятельство почти не ощущается при использовании линейных расчетных моделей, где экстремальная напряженность соответствует крайним значениям нагрузки (или ее отсутствию), но оно может сказаться в случае нелинейной системы, где экстремальные состояния могут быть реализованы и при частичной интенсивности нагружения.

Характерные подходы к установлению нормативных и расчетных нагрузок в СНиП 2.01.07-85 [1.a.i.28] показаны в *табл. 1.3*.

Таблица 1.3

Нагрузка	Вероятностная модель	Нормативные значения	γ_f
Постоянные	Распределение случайной величины	Номинальное по проектным данным	1,05 1,3
Снеговые	Последовательность годовых максимумов	Математическое ожидание годового максимума	1,4 1,6
Ветровые	Последовательность месячных максимумов	С периодом повторяемости 5 лет	1,4
Гололедные	Последовательность годовых максимумов	С периодом повторяемости 5 лет	1,4
Крановые	Нормальный стационарный случайный процесс	Номинальное значение по паспорту крана	1,1

Принципиальная разница в методах нормирования разных нагрузок, примененных при разработке СНиП, вызывала ничем не обоснованные и неконтролируемые отличия в обеспеченности расчетных значений этих нагрузок. Так, например, оказалось, что вероятности превышения расчетных значений снеговой и ветровой нагрузок, регламентированных действующими нормами [1.a.i.28], могут различаться в 10-100 раз. Это приводит к неодинаковой надежности конструкций, которые воспринимают нагрузку разных видов.

В соответствии с действующими нормами расчета конструкций по методу предельных состояний предполагается, что эксплуатация здания или сооружения прекратится ранее, чем будет исчерпана его фактическая несущая способность, и этот факт объявлен одним из постулатов метода расчета по предельным состояниям. Именно таким образом формулируется условие первого предельного состояния в основополагающем ГОСТ 27751-88*[1], где к предельным состояниям 1-й группы отнесены «...предельные состояния, которые ведут к полной непригодности к эксплуатации конструкций, оснований (зданий или сооружений в целом) или к полной (частичной) потере несущей способности зданий и сооружений в целом». Эта формулировка предполагает, что кроме потери несущей способности в

[1] В настоящее время этот стандарт в Российской федерации заменен на [1.a.i.7], а в Украине на [1.a.i.11], однако указанная формулировка не претерпела принципиальных изменений.

качестве критерия предельного состояния 1-й группы могут быть приняты и такие события, как прекращение эксплуатации в связи с экономической нецелесообразностью дальнейшего содержания. Таким образом, например, завершила свое существование башня Киевского телецентра, построенная в центре города в начале 50-х годов, для которой переход к новым типам антенн оказался связанным со слишком дорогой модернизацией. Иными словами, формулировка ГОСТ 27751-88* предусматривает в числе причин перехода в предельное состояние 1-й группы не только физический, но и моральный износ.

В Еврокоде изменено не только название метода расчетных предельных состояний но и названия этих предельных состояний: первое предельное состояние в Еврокоде оно названо Ultimate limit state — *критическое (абсолютное) предельное состояние*, а второе предельное состояние названо Serviceability limit states — *предельное состояние по эксплуатационной пригодности*

В отечечтвенных нормативных документах указывается, что предельное состояния первой группы характеризуются разрушением любого характера, потерей устойчивости формы, потерей устойчивости положения, переходом в изменяемую систему и т.п. Однако никакие различия в методике расчета, в устанавливаемых пределах или в оценке последствий с этой детализацией не связываются.

А введенная Еврокодом детализация определяет правила составления расчетных комбинаций нагрузок. Так, для абсолютных предельных состояний следующим образом определяются четыре главных частных случая:

- EQU — потеря статического равновесия конструкции или любой ее части, рассматриваемой как жесткое тело;
- STR — внутреннее разрушение или чрезмерная деформация конструкции или конструктивных элементов, когда имеет значение прочность материалов конструкции;
- GEO — разрушение или чрезмерная деформация грунта, когда существенными в создании сопротивления являются прочность основания ссоружения;
- FAT — усталостное разрушение конструкции или конструктивных элементов.

Для предельное состояние по эксплуатационной пригодности предложены три категории комбинаций воздействий:

- характеристическая (редкая) комбинация, которая обычно применяется для проверки необратимых предельных состояний, например появления трещин в бетонных конструкциях;
- часто повторяющаяся комбинация, которая обычно используется для проверки обратимых предельных состояний, например упругих прогибов;
- квазипостоянная комбинация, которая обычно используется для оценки длительности эффектов (длительности эффектов (например, эффекты ползучести и усадки в бетонных конструкциях).

Заметим, что метод расчетных предельных состояний не рассматривает состояние *фактически аварийного* разрушения конструкции и не

прослеживается неравноправность ситуаций с угрозой аварии[2]. Это обстоятельство сказалось и на исследованиях нагрузок и воздействий. Практически во всех случаях переход к расчетным значениям нагрузок который определяется коэффициентом надежности по нагрузке γ_f, но при этом остается неизвестным, какой барьер роста нагрузки лежит между состоянием «расчетного отказа» и фактическим аварийным разрушением.

В этом смысле более последовательны нормы проектирования объектов атомной энергетики [20], которые дополнительно к рассмотрению расчетных значений нагрузок вводят понятие об экстремальных значениях нагрузок, относя такие нагрузки к классу особых. Для ветровой и снеговой нагрузки, например, их особые значения соответствуют повторяемости один раз в 10000 лет и определяются значениями $\gamma_f = 2{,}5$ (ветер) и $\gamma_f = 2{,}0$ (снег) вместо $\gamma_f = 1{,}4$. Так же четко разделяются понятия проектного землетрясения (ПЗ) и максимального расчетного землетрясения (МРЗ), имеющие соответственно повторяемость один раз в 1000 лет и один раз в 10 000 лет [16].[3]

Казалось бы, что значение истинно предельной нагрузки, соответствующей условию разрушения конструкции, можно получить в некотором численном эксперименте, где интенсивность нагрузки F увеличивается до тех пор, пока математическая модель не достигнет состояния «разрушения». Получив таким образом значение коэффициента запаса k, можно определить предельную нагрузку как kF. При этом неявно предполагается, что нагрузка действительно может возрастать, не меняя присущую ей закономерность поведения и, кроме того, сооружение находится под действием единственной нагрузки.

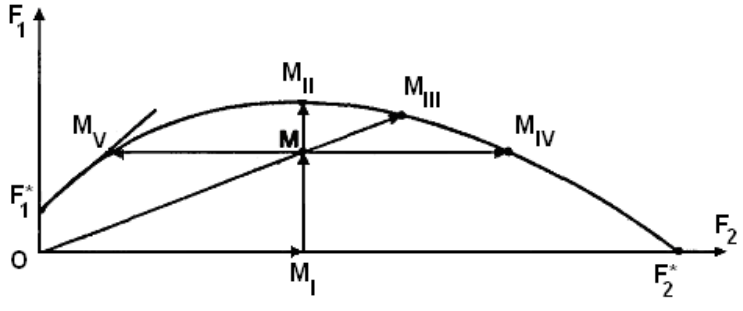


Рис. 1.5. Двухпараметрическое нагружение

Значительно более сложная ситуация возникает, когда сооружение подвергается действию нескольких нагрузок, например F_1 и F_2. В этом случае предельные состояния сооружений определяются некоторой их комбинаци-

[2] В новом стандарте [1.a.i.7] хотя бы упоминается о наличии особой группы предельных состояний (третьей ?) превышение которых приводит к разрушению зданий и сооружений с катастрофическими последствиями.,

[3] В последних редакциях общестроительных норм проектирования в сейсмических районах [1.a.i.27] уже введены понятия ПЗ и МРЗ.

ей, отображаемой в плоскости «$F_1 - F_2$» предельной кривой (*рис. 1.5*). Допредельные состояния отображаются множеством точек плоскости внутри области, ограниченной кривой $F^*_1 - F^*_2$. Допустим, что для конкретной системы допредельное состояние определяется точкой *M*. Нетрудно видеть, что на коэффициент *k* будет влиять траектория нагружения. Так, при траектории пропорционального возрастания F_1 и F_2 (траектория ОМ) $k = ОМ_{III}/ОМ$, тогда как в случае нагружения по траектории $ОМ_IМ$ имеем $k = M_IM_{II}/M_IM$. Это значит, что коэффициент запаса зависит от последовательности действия нагрузок на сооружение.

1.5. Классификация нагрузок и воздействий

По своей природе и происхождению нагрузки и воздействия могут подразделяться на:

- нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций, значения которых устанавливаются по геометрическим параметрам и значениям плотности используемых материалов;
- атмосферные нагрузки (снеговая, ветровая, гололедная, температурная, ледовая, волновая и др.), значения которых связаны с некоторым периодом повторяемости;
- технологические нагрузки (от воздействия оборудования, веса материалов, людей, обстановки и др.), для которых значения принимаются по паспортным данным оборудования, а также с учетом прогнозируемых величин, предусматриваемых условиями эксплуатации;
- воздействия смещений земной поверхности (сейсмическими движениями, деформацией просадочных грунтов при замачивании, влиянием горных выработок, карстовыми процессами и т.п.), для которых значения регламентируются специальными нормативными документами;
- нагрузки, вызываемые чрезвычайными обстоятельствами (взрывные, от столкновения с движущимся транспортом, от пожара и т.п.).

В зависимости от причины возникновения нагрузки и воздействия обычно делятся на:

- основные, которые появляются как неизбежный результат природных явлений или человеческой деятельности;
- аварийные, которые появляются как нежелательный результат человеческой деятельности вследствие грубых ошибок или же являются результатом неблагоприятного стечения обстоятельств (к аварийным могут быть отнесены и весьма редкие воздействия природного происхождения, такие как нагрузки от смерчей, цунами и др.).

Кроме того, нагрузки и воздействия делятся на постоянные и переменные, а последние в зависимости от характерной продолжительности непрерывного действия на конструкцию T_d делятся на:

- длительные, для которых продолжительность T_d сопоставима с установленным сроком эксплуатации T_{ef};

- кратковременные, для которых $T_d << T_{ef}$.

Кратковременные нагрузки, в свою очередь, могут быть многократно повторяющимися или эпизодическими.

В СНиП 2.01.07-85 приводятся достаточно подробные перечни постоянных, длительных, временных и кратковременных нагрузок. При этом в качестве нормативных значений длительных нагрузок часто фигурируют так называемые пониженные нормативные значения временных нагрузок.

Каждый из элементов упомянутой выше классификации выполняет определенную роль при решении вопроса о выборе того варианта воздействия, который будет использован в расчетной проверке. Эти значения правильно называть расчетными и при этом следует понимать, что обычно употребляемая фраза типа «проверка выполняется по нормативным значениям» неверна. Здесь следовало бы говорить, что расчетное значение совпадает с нормативным (коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$). В рамках такого подхода проведена излагаемая ниже альтернативная классификация нагрузок и воздействий, которая была включена в нормы Украины [1.a.i.10].

Для каждой из основных нагрузок и воздействий установлены два главных расчетных значения — эксплуатационное (рабочее) и предельное, а для каждого аварийного воздействия — одно расчетное значение. Кроме главных расчетных значений для основных воздействий могут быть установлены и дополнительные расчетные значения, связанные с идеализированной моделью их зависимости от времени и предназначенные для учета специальных эффектов изготовления и нагружения (ползучести, усадки, потерь предварительного напряжения, усталости и др.).

Для учета длительных реологичесих процессов (усадка, ползучесть) устанавливается идеализированное квазипостоянное значение $Q_{di}(t) = Q_{di}$, а для учета усталостных явлений – идеализированное циклическое значение с зависимостью от времени в виде гармонического закона с характерной частотой ω_{di}.

Для проверки предельных состояний первой группы используются предельные расчетные значения, соответствующие установленному сроку службы сооружения T_{ef}, а также идеализированные циклические расчетные значения Q_{di}, если они являются составляющими рассматриваемых переменных воздействий. При этом предполагается, что уровень предельного расчетного значения выбран таким образом, чтобы за установленный срок службы T_{ef} он не превышался ни одного раза с заданной вероятностью, которая зависит от класса ответственности сооружения.

Нагрузки для проверки предельных состояний 2-й группы устанавливаются в зависимости от характера проверки рассматриваемой конструкции:

- если выход за предельное состояние 2-й группы может быть допущен один раз в T_e лет, то используются эксплуатационные расчетные значения, соответствующие периоду повторяемости T_e;

- если в процессе эксплуатации конструкции выход за предельное состояние 2-й группы может быть допущен на протяжении определенной доли μ установленного срока службы конструкции, то для расчета используются эксплуатационные расчетные значения, соответствующие этой доле μ.

Предполагается, что характер проверки, а также значения T_e и μ могут устанавливаться нормами проектирования конструкций или приниматься проектировщиком с учетом их назначения, особенностей работы и условий эксплуатации. Так, например, периодичность превышения нормы жесткости T_e может приниматься равной межремонтному периоду или иному отрезку времени, характерному для режима эксплуатации данной конструкции. Доля установленного срока службы μ может устанавливаться, исходя из требуемого коэффициента готовности или эксплуатационных параметров.

Кажущаяся многочисленность* указанных выше расчетных значений связана с тем, что имеются различные варианты проектных расчетов, различающиеся по своей физической сути и по роли в оценках надежности и безопасности:

А — проверка прочности, устойчивости и т.п. при однократном нагружении в экстремальных условиях эксплуатации;

Б — проверка жесткости и трещиностойкости в режиме нормальной эксплуатации;

В — проверка выносливости при действии повторных нагружений;

Г — учет ползучести при длительном действии нагрузки.

Связь между введенной классификацией расчетных нагрузок и возможными вариантами расчетных проверок иллюстрируется в *табл. 1.4*, где представлены только основные нагрузки. Аварийные нагрузки используются только при проверках типа А.

Таблица 1.4

Расчетные значения	Нагрузки, используемые в расчетах			
	постоянные	переменные		
		длительные	повторные	эпизодические
Эксплуатационное	Б, Г	Б	Б	
Предельное	А	А, Б	А, Б	А
Квазипостоянное		Г	Г	
Циклическое			В	

* Их количество в действительности не превышает число различных вариантов нагрузки, учитываемых в рамках действующего СНиП (расчетные, нормативные, длительные, кратковременные, пониженные и т.п.).

1.6. Совместное действие различных нагрузок

В расчетные сочетания должны включаться такие воздействия, которые оказывают наиболее неблагоприятное влияние на конструкции с точки зрения рассматриваемого предельного состояния. В расчетах конструкций могут быть использованы сочетания воздействий двух типов:

- основные, применяемые при проверке надежности в установившихся и переходных расчетных ситуациях;
- аварийные, применяемые при проверке надежности в аварийных расчетных ситуациях.

Пониженная вероятность одновременного действия нескольких случайных воздействий, как правило, учитывается путем умножения суммы нагрузочных эффектов от действия расчетных значений всех воздействий на коэффициент сочетания $\psi < 1$. Коэффициент сочетания определяется из условия равнообеспеченности суммарного нагрузочного эффекта и расчетных значений отдельных воздействий и зависит от вида учитываемых воздействий и их долей в составе суммарного нагрузочного эффекта. При этом в отечественных нормах [1.a.i.28] используется совместный коэффициент сочетаний и суммарное расчетное усилие или перемещение определяется нагрузкой S_ψ, вычисляемой по формуле

$$S_\psi = \psi \sum_i S_i \,, \tag{1.3}$$

которая понижает значение суммарной нагрузки S, составленной из полных значений S_i одновременно действующих нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий в формуле (1.3) используются коэффициенты сочетаний, равные:

- в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0{,}95$; для кратковременных $\psi_2 = 0{,}9$;
- в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0{,}95$; для кратковременных $\psi_2 = 0{,}8$, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

При учете основных сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты сочетаний ψ_1, ψ_2 не используют.

Рекомендации норм дают значения коэффициентов сочетаний безотносительно к тому, какова роль той или иной входящей в сочетание нагрузки и насколько значительный вклад она вносит в общее напряженно-деформированное состояние. Очевидно, что такой подход является чрезмерно загрубленным, и если представить, что доля одной из пары нагрузок сочетания весьма мала, то декларируемый принцип обеспечения равнонадежности при действии одной нагрузки и нескольких нагрузок должен приводить к значению коэффициента сочетаний $\psi = 1$.

Детальные исследования, выполненные, например, в работе К.С. Лосицкой [14], дают значения $\psi(p)$, представленные графически на *рис. 1.7*. Здесь через p обозначена доля ветровой нагрузки в совместном воздействии ветровой и снеговой нагрузок.

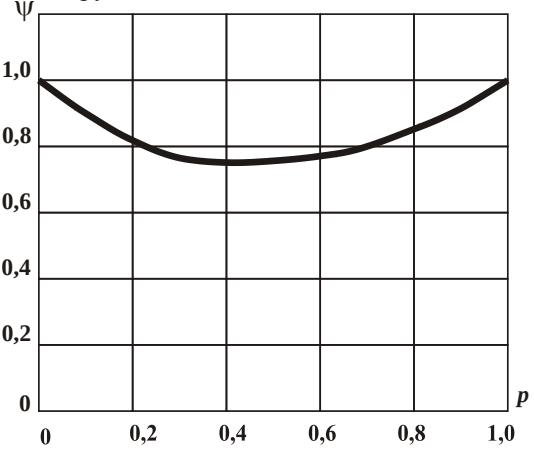


Рис. 1.6. Коэффициент сочетания ветровой и снеговой нагрузки

Для сочетания ветровой, снеговой и крановых нагрузок аналогичный результат получен В.А. Пашинским [19], он представлен в виде диаграммы на *рис. 1.7* в зависимости от долей C_B, C_C и C_K ветровой, снеговой и крановой нагрузок в общем эффекте их действия. Эти рекомендации включены в нормативный документ [9].

Следует, однако, заметить, что использование такого рода данных практически весьма затруднительно, поскольку для вычисления доли той или иной нагрузки требуется выполнить расчет с заранее неизвестным коэффициентом сочетания, а затем уже снова рассчитать конструкцию. Такого рода двойной расчет может быть характерным при оценках технического состояния существующей конструкции, но для вновь проектируемых зданий и сооружений, когда еще не известны поперечные сечения несущих элементов, определить долю напряжений отдельной нагрузки в общих напряжениях достаточно затруднительно. Этим объясняется тот факт, что данные, представленные на *рис. 1.7*, включены в нормативный документ [9], не относящийся к новому проектированию.

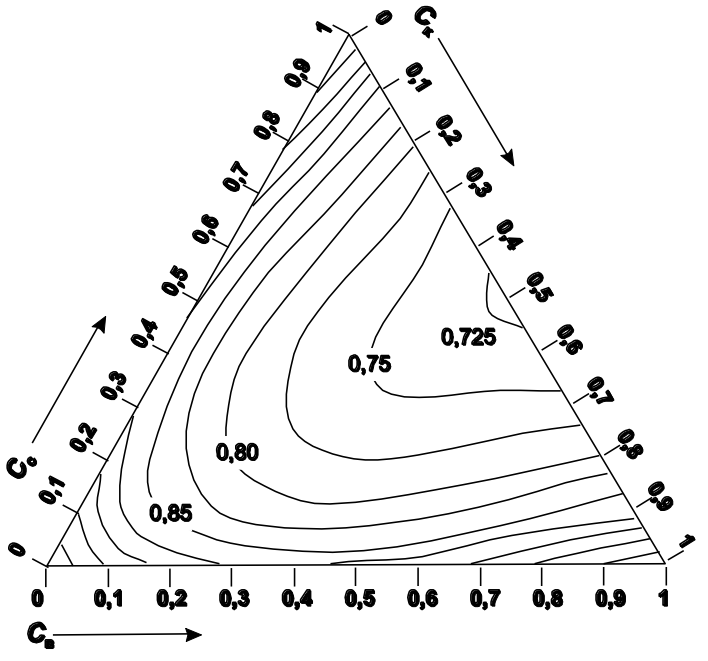


Рис. 1.7. Коэффициент сочетания ветровой, снеговой и крановой нагрузок

Во многих зарубежных нормах используются раздельные коэффициенты сочетаний, приводящие к зависимостям типа:

$$S = \sum_i \psi_i S_i \,, \tag{1.4}$$

т.е. суммарная нагрузка S комплектуется из компонент со значениями, пониженными умножением на коэффициент сочетаний.

Таким способом построен стандарт ISO 2394 [1.a.i.4], Еврокод [2], а также нормы Белоруссии [23], практически его дублирующие. В соответствии с этими документами, в тех случаях, когда в расчете учитывается несколько переменных нагрузок, их значения принимаются с коэффициентом сочетания ψ_i, т.е. в сочетания входят не сами нагрузки, а их специальные комбинационные значения. Эти значения определяются как:

$\psi_0 Q_k$ — комбинационное (редкое) значение;

$\psi_1 Q_k$ — частоповторяющееся значение;

$\psi_2 Q_k$ — квазипостоянное комбинационное значение.

Значения коэффициентов сочетаний ψ_i приводятся для различных видов нагрузок и воздействий. Некоторые из характерных значений коэффициентов ψ_i, представленные в нормах [23], приведены в *табл. 1.5.*

Таблица 1.5

Нагрузки, воздействия	Значение коэффициента		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Переменные нагрузки на перекрытия квартир жилых зданий; спальных помещений детских дошкольных учреждений; жилых помещений домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палат больниц и санаториев	0,7	0,5	0,35
Залы (читальные; обеденные в кафе, ресторанах, столовых; собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные; торговые, выставочные и экспозиционные)	0,7	0,7	0,6
Книгохранилища, архивы	1,0	0,9	0,8
Балконы (лоджии)	0,7	0,7	0,6
Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях	0,7	0,7	0,6
Складские помещения	1,0	0,9	0,8
Снеговая нагрузка	0,7	0,5	0,3
Ветровая нагрузка	0,6	0,2	0,0
Температурные воздействия (за исключением пожара)	0,6	0,5	0,0

Остановимся кратко на способах определения коэффициентов ψ_0, ψ_1 и ψ_2 [28]. Заметим при этом, что соблюдается закономерность $\psi_0 > \psi_1 > \psi_2$ (*рис. 1.8*).

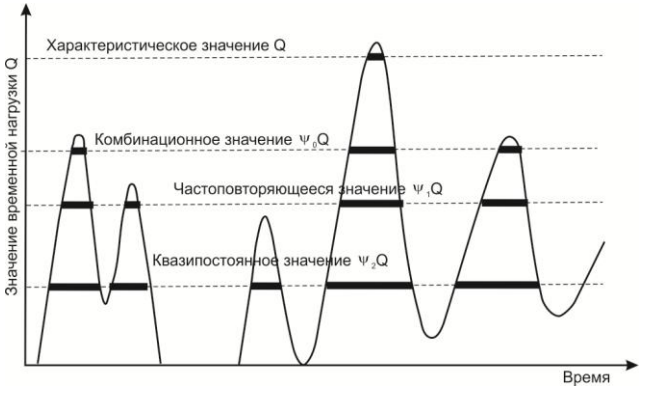


Рис. 1.8. Комбинационные значения временной нагрузки

Коэффициент ψ_0 определяется исходя из условия, что вероятность совместного появления расчетных значений двух нагрузок булла бы не выше чем вероятность появления расчетного значения одной нагрузки.

Часто повторяющееся значение $\psi_1 Q$ временного воздействия Q определяется из условия чтобы в пределах выбранного установленного промежутка времени общее время, во время которого $Q > \psi_1 Q$ являлось бы лишь небольшой частью этого временного промежутка. Полный промежуток времени, во время которого превышен уровень $\psi_1 Q$, равен сумме временных интервалов, обозначенных на *рис. 1.8* утолщенными участками горизонтальной линии, соответствующей значению временного воздействия $\psi_1 Q$.

Квазипостоянное значение временного воздействия $\psi_2 Q$ определяется таким образом, что в пределах установленного временного промежутка полное время, в течение которого данное значение превышено, представляет собой основную часть (0,5) этого временного промежутка.

Расчетные значения нагрузок F_d определяют путем умножения их нормативного значения F_k на частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_F, которые объединяются в комбинации со своими комбинационными значениями:

а) при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях используется основная комбинация

$$\sum_{\langle j \geq 1 \rangle} \left(\gamma_{G,j} G_{k,j} \right) \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{\langle i > 1 \rangle} \left(\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right); \tag{1.5}$$

б) при аварийных расчетных ситуациях используется особая комбинация

$$\sum_{\langle j \geq 1 \rangle} \left(\gamma_{GA,j} G_{k,j} \right) \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{\langle i > 1 \rangle} \left(\psi_{2,i} Q_{k,i} \right); \tag{1.6}$$

в) при расчетах на сейсмическое воздействие —

$$\sum_{\langle j \geq 1 \rangle} G_{k,j} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{\langle i \geq 1 \rangle} \left(\psi_{2,i} Q_{k,j} \right), \tag{1.7}$$

где $G_{k,j}$ — нормативные значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ — нормативные значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,j}$ — нормативные значения сопутствующих переменных нагрузок;

A_d — расчетное значение особого воздействия;

$\gamma_{G,j}$— частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{GA,j}$ — то же, для особой комбинации;

$\gamma_{O,i}$ — то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,j}$, $\psi_{1,j}$, $\psi_{2,j}$— коэффициенты сочетаний нагрузок.

Символ $\oplus$ здесь и далее означает, что соответствующие члены комбинируются (учитываются, когда они создают расчетное сочетание. Аналогично следует понимать и индекс суммирования $\langle j \rangle$ или $\langle j > 1 \rangle$.

Комбинации (1.5) и (1.6) предназначены для проверки конструкции по предельным состояниям первой группы. При расчете конструкции по пре-

дельным состояниям второй группы принимают следующие комбинации нагрузок:

а) редкая комбинация

$$\sum_{\langle j\geq 1\rangle} G_{k,j} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{\langle i>1\rangle} \left(\psi_{0,i} Q_{k,i}\right); \tag{1.8}$$

б) частая комбинация

$$\sum_{\langle j\geq 1\rangle} G_{k,j} \oplus \psi_{1,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{\langle i>1\rangle} \left(\psi_{2,i} Q_{k,i}\right); \tag{1.8}$$

в) практически постоянная комбинация

$$\sum_{\langle j\geq 1\rangle} G_{k,j} \oplus \sum_{\langle i\geq 1\rangle} \left(\psi_{2,i} Q_{k,i}\right). \tag{1.10}$$

Какие именно комбинации из (1.8) – (1.10) следует использовать, зависит от физической сущности проверки. Например, условия комфортности по амплитудам колебаний или по ускорениям, по-видимому, следует проверять для практически постоянной комбинации, в то время, как прогибы, ведущие к нарушению целостности штукатурки — по редким комбинациям.

Заметим, что Еврокод оперирует понятиями доминирующей $Q_{k,1}$ и сопутствующих $Q_{k,i}\ (i>1)$ нагрузок и если заранее неизвестно, какая из нагрузок является доминирующей, то необходимо последовательно проверять все переменные нагрузки на роль доминирующей.

При решении задачи о расчетных сочетаниях нагрузок различной физической природы, вообще говоря, недостаточно оперировать только такими понятиями, как постоянная, длительная, кратковременная или особая нагрузка, как это предусматривается отечественными нормами. Важную роль могут играть частотные характеристики отдельных видов нагрузки (характерный период изменчивости), который может оказаться очень различным для нагрузок, попадающих в один ранг внутри упомянутой классификации. Так, например, к кратковременным нагрузкам СНиП 2.01.07–85 относит ветровую и крановую нагрузки, но характерный период изменения первой из них измеряется часами (время действия штормового ветра), а для второй он имеет порядок нескольких секунд (время прохода крана над расчетной точкой). Что при этом происходит, легко понять из простого примера о вероятности совпадения максимальных значений двух нагрузок, вероятности реализации которых на интервале времени T равны $p_1 = T_1/T$ и $p_2 = T_2/T$, где T_1 и T_2 — продолжительность действия первой и второй нагрузки соответственно. На *рис. 1.9* схематично показаны две ситуации с одинаковыми значениями p_1 и p_2, но во втором случае наступает вдвое больше отдельных событий, каждое из которых вдвое меньше по продолжительности.

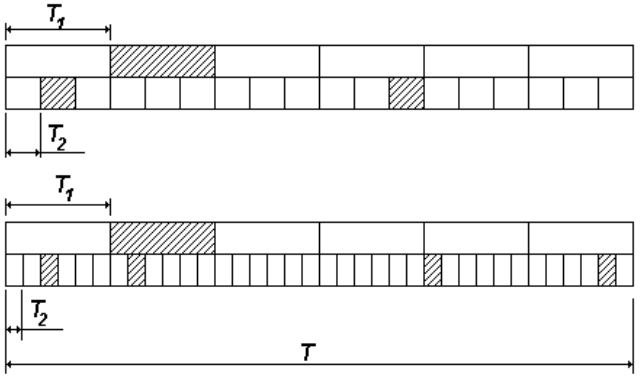


Рис. 1.9. События с различной индивидуальной продолжительностью

Вероятность совпадения можно вычислить по формуле [15]

$$p_0 = 1-\left(1-p_1\right)^{n_1}\left(1-p_2\right)^{n_2}, \qquad (1.11)$$

где n_1 и n_2 — количество реализаций первого и второго события. Получим, что в первой ситуации $p_0 =$ 0,42130, а во второй — $p_0 =$ 0,59813.

1.7. Районирование по климатическим воздействиям

В результате вычислений по изложенным выше методам для каждой метеостанции определяются расчетные значения параметров нагрузки, необходимые для проектирования строительных конструкций. Данные отдельных метеостанций, нанесенные на географическую карту и соответствующим образом сглаженные, образуют поверхность, которая описывает территориальную изменчивость исследуемого параметра. Этой поверхности свойственны случайные колебания, обусловленные погрешностями работы метеостанций, особенностями микрорельефа и микроклимата местности, другими факторами, не представляющими общие закономерности территориальной изменчивости. Данные разных метеостанций характеризуются разной точностью и достоверностью вследствие особенностей размещения и работы станций, разных сроков наблюдений, а также необходимости возобновления некоторых данных непрямыми методами.

Задачей территориального районирования нагрузок является определение районных значений расчетных параметров и границ территориальных районов таким образом, чтобы для каждой метеостанции значения расчетного параметра наилучшим образом отвечали установленным районным значениям. Карта районирования, точно построенная по случайным данным, будет иметь слишком сложный, несистематический вид и не будет отображать объективных закономерностей территориальной изменчивости исследуемого

параметра. Для разработки практически полезной карты районирования необходимо сгладить имеющиеся значения расчетных параметров. Это приведет к тому, что некоторые метеостанции могут попасть в "чужие" районы, но в карте будут выявлены и учтены общие закономерности территориальной изменчивости исследуемой нагрузки.

При определении границ территориальных районов по сглаженным данным могут найтись метеостанции или местности, для которых значение исследуемого параметра:

а) превышает установленное районное значение (вероятность этого события обозначим через P_1);

б) находится в пределах районного значения (вероятность P_2);

в) может быть отнесено к предыдущему району (вероятность обозначена через P_3).

Случай "а" соответствует местностям, для которых карта районирования выполнена не в запас надежности, а в случае "в" карта имеет слишком большие запасы. Поэтому вероятности P_3 и, особенно, P_1 должны быть небольшими. Это можно реализовать за счет выбора достаточно большого шага градации районных значений, который перекроет случайные флуктуации поля расчетного параметра и разработки карты районирования с учетом верхней границы этого поля.

Сформулированные принципы реализованы в методике территориального районирования расчетных параметров атмосферных нагрузок, которая изложена в работе [19]. Территориальная изменчивость исследуемого параметра описывается вероятностной моделью нестационарного нормального случайного поля, ординатами которого являются значения исследуемого параметра для отдельных метеостанций. Математическое ожидание этого поля определяется путем сглаживания ординат, а стандарт σ_0 вычисляется в результате статистической обработки остатков от сглаживания.

С целью обоснованного выбора шага градации территориальных районов рассмотренное пересечение этого поля и установленные табличные зависимости вероятностей P_1, P_2 и P_3 от шага градации k и расстояния t между математическим ожиданием и верхней границей случайного поля расчетного параметра. Такая зависимость приведена в *табл. 1.6*, где значения k и t выражены в количестве стандартов σ_0 случайного поля исследуемого параметра нагрузки. Пользуясь *таблицей 1.6* или более детальным ее вариантом, можно выбрать наименьшее значение k и такое t, при которых вероятность P_2 будет достаточно большой, а вероятности P_1 и P_3 — малыми.

Особенное внимание следует обращать на значение P_1, равное вероятности занижения расчетных параметров нагрузок в результате выполненного территориального районирования. Вероятности P_1 рекомендуется принимать такими, чтобы обеспеченности установленных районных значений были не меньшими, чем обеспеченности расчетных значений, вычисленных по данным отдельных метеостанций. При территориальном районировании расчетных значений ветровой нагрузки, вычисленных по

вероятностной модели случайного процесса и последовательности месячных максимумов, следует принимать $P_1 < 0{,}4$. При районировании расчетных значений снеговой нагрузки по последовательностям годовых максимумов принимается $P_1 < 0.3$.

Таблица 1.6

t	Вероятности	Шаг градации (количество стандартов k)					
		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0,0	P_1	0,316	0,286	0,259	0,235	0,214	0,195
	P_2	0,369	0,429	0,482	0,530	0,573	0,610
	P_3	0,316	0,286	0,259	0,235	0,214	0,195
0,2	P_1	0,251	0,225	0,203	0,183	0,166	0,151
	P_2	0,363	0,422	0,475	0,523	0,566	0,603
	P_3	0,387	0,353	0,322	0,294	0,269	0,246
0,3	P_1	0,194	0,173	0,154	0,139	0,125	0,114
	P_2	0,344	0,402	0,455	0,502	0,545	0,583
	P_3	0,462	0,425	0,391	0,359	0,330	0,304
0,6	P_1	0,145	0,129	0,114	0,102	0,092	0,084
	P_2	0,316	0,371	0,422	0,469	0,512	0,550
	P_3	0,538	0,500	0,463	0,428	0,396	0,366
0,8	P_1	0,106	0,093	0,082	0,073	0,066	0,060
	P_2	0,281	0,332	0,381	0,427	0,469	0,508
	P_3	0,613	0,575	0,537	0,500	0,465	0,432
1,0	P_1	0,075	0,065	0,058	0,051	0,046	0,041
	P_2	0,241	0,288	0,333	0,377	0,419	0,459
	P_3	0,684	0,647	0,609	0,572	0,535	0,500

Математическое ожидание случайного поля исследуемого параметра для произвольной точки местности определяется путем сглаживания ординат по формуле

$$M = \frac{\sum_{i=1}^{N} Q_i c_i p_i}{\sum_{i=1}^{N} Q_i c_i}, \qquad (1.12)$$

где N — количество метеостанций;

Q_i — ордината поля, равная значению исследуемого параметра для i-й метеостанции;

c_i — весовая функция сглаживания;

p_i — весовая функция точности.

Весовую функцию сглаживания вычисляет по формуле:

$$c_i = \exp\ -d_i / a\ , \tag{1.13}$$

где a — константа, определяющая меру сглаживания;

d_i — расстояние от точки, для которой вычисляется математическое ожидание, до i-й метеостанции.

Константа сглаживания из (1.13) принимается равной $0{,}75 < a < 0{,}90$ среднего расстояния между соседними метеостанциями. Это позволяет получить плавную поверхность математического ожидания, свободную от случайных флуктуаций данных отдельных метеостанций, но отображающую характерные закономерности территориальной изменчивости исследуемого параметра.

Весовая функция точности p_i учитывает точность измерений и/или меру доверия к данным i-й метеостанции. Значение p_i целесообразно установить обратно пропорциональным к выборочному стандарту оценки исследуемого параметра Q_i, вычисленной по данным этой метеостанции. В большинстве случаев можно принять

$$p_i = \sqrt{n_i}\ , \tag{1.14}$$

где n_i – объем выборки данных для i-й метеостанции.

Районные значения расчетного параметра нужного установить такими, чтобы избыточные запасы территориального районирования были минимальными. Для этого используется гистограмма распределения верхней границы поля параметра $Q_{\max}$, которая обычно имеет сложный полимодальный характер. Моды этой гистограммы соответствуют значениям исследуемого параметра, которые встречаются на больших территориях. Если районные значения параметра установить немного большими, чем выявленные моды, то для значительной части территории избыточные запасы районирования будут минимальными.

Описанную методику территориального районирования можно проиллюстрировать простым примером. Рассмотрим среднегодовые толщины снежного покрова в полосе шириной около 40 километров, которая проходит с севера на юг Украины от Семеновки Сумской области до Херсона. Благодаря сравнительно небольшой ширине полосы можно считать, что все пункты наблюдения размещены на одной прямой, и их данные образуют сечение случайного поля высот снежного покрова, изображенное на *рис. 1.8*.

Толщина снежного покрова уменьшается с севера на юг Украины, имея при этом ярко выраженное "плато" в районе Днепра, а также значительные случайные колебания. Данные метеостанций сглажены по формуле (1.12) при a = 50 км; стандарт остатков от сглаживания равняется $\sigma_0 = 48{,}7$ мм. По *табл. 1.6* определены $t = 0.6\times\sigma_0 = 29$ мм и шаг градации $k = 1{,}8\times\sigma_0 = 88$ мм. На рисунке изображена полученная функция математического ожидания M и верхняя граница поля $H_{\max}$ = M + 29 мм, которая и используется для разграничения территориальных районов. Исходя из выявленного шага градации и вида функции математического ожидания, установлено четыре

района с районными значениями толщины снежного покрова: $H_{01} = 240$ мм, $H_{02} = 330$ мм, $H_{03} = 420$ мм, $H_{04} = 470$ мм, которые и показаны на *рис. 1.10*.

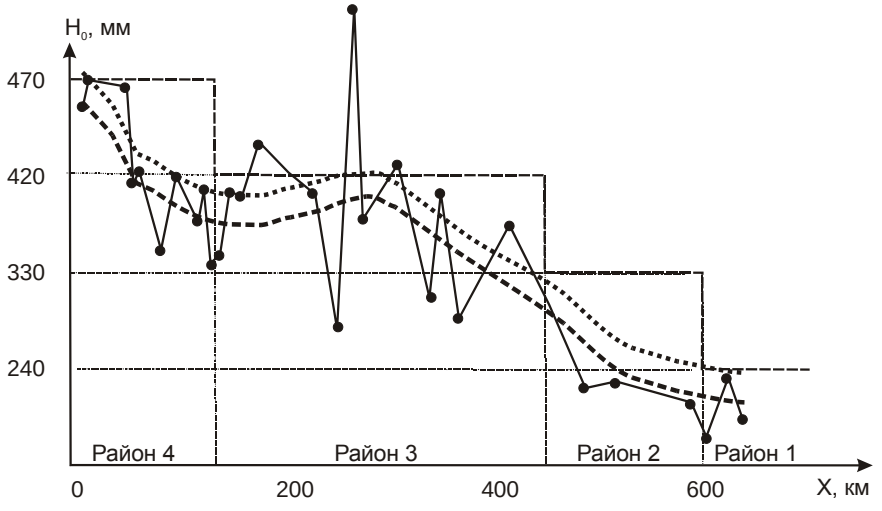


Рис. 1.10. Схема территориального районирования

Из рисунка видно, что лишь в одном случае значение толщины снежного покрова H_{0i} для отдельной метеостанции существенно превышает районное значение $H_{03} = 420$ мм. Резкое отличие этого значения от данных соседних метеостанций наводит на мысль о погрешностях в метеорологических данных, по которым оно вычислено.

1.8. Пространственное распределение нагрузок

Пространственное распределение нагрузок очень часто носит достаточно сложный характер, поэтому возникает желание упростить их описание за счет введения некоторой более простой по структуре нагрузки (например, равномерно распределенной по площади), но такой, что эффект ее действия на конструкцию оказывается таким же, как и для реальной нагрузки со сложной пространственной структурой.

Такие упрощенные представления нагрузок называются эквивалентными и достаточно часто фигурируют в нормативной документации. Так, например, представленные в СНиП 2.01.07-85 равномерно распределенные временные нагрузки на плиты перекрытий чаще всего не отражают истинное распределение веса мебели и людей в квартирах и служебных помещениях или распределение стойловых пунктов в помещениях для скота.

Чаще всего эквивалентные нагрузки создаются на основе равенства максимального изгибающего момента в балке или плите перекрытия (*рис. 1.11*). При этом фактическая суммарная нагрузка может отличаться от реальной

весьма значительно, что следует учитывать, например, при контроле исходной информации к расчету по сумме всех сил, действующих на конструкцию, а также при учете нагрузок в составе массы сооружения при его динамическом расчете.

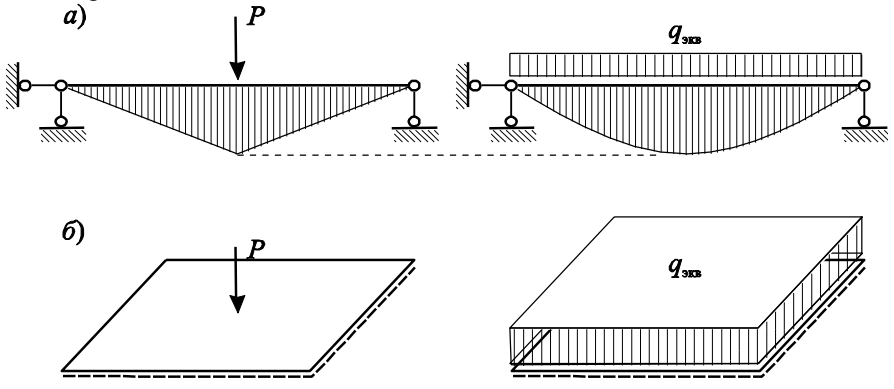


Рис. 1.11. Формирование эквивалентной нагрузки

Так, для свободно опертой балки из очевидного равенства

$$\frac{q_{экв}l^2}{8} = \frac{Pl}{4} \qquad (1.15)$$

следует, что суммарная эквивалентная нагрузка $q_{экв}l$ вдвое превышает вес груза P, расположенного посредине балки. Для свободно опертой на контуре квадратной пластины со стороной l, загруженной в центре силой P, которая распределена по кругу радиуса $r \cong 0{,}1l$, суммарная эквивалентная нагрузка $q_{экв}l^2 = 7{,}79P$. Конечно, здесь рассмотрены экстремальные условия реального загружения в виде наиболее неблагоприятно расположенной сосредоточенной силы, однако и при других, более реалистичных схемах нагружения увеличение суммарной нагрузки может оказаться весьма существенным. При этом для плит перекрытий замена местных технологических нагрузок эквивалентными равномерно распределенными нагрузками зачастую приводит к довольно большим значениям интенсивности эквивалентной нагрузки (2,0…3,0 тс/м^2 и более).

Могут быть установлены переходные коэффициенты от эквивалентной нагрузки для плиты к эквивалентной нагрузке для балок и ригелей. Величина этого коэффициента зависит от конструктивного решения перекрытия и заданного распределения технологических нагрузок. В тех случаях, когда оборудование с относительно небольшой площадью опор устанавливается непосредственно на плиты, коэффициент перехода от эквивалентной нагрузки плиты к эквивалентной нагрузке для главных балок или ригелей, как правило, значительно меньше единицы и может составлять около 0,3…0,4.

Выше рассматривалось приведение к эквивалентной нагрузке в смысле распределения ее по пространству. Однако имеется еще один тип приведения, создающий эквивалентную нагрузку в смысле ее временных изменений.

В частности, на этой идее основан так называемый квазистатический подход, при котором, например, рассматривается только тот момент времени, когда действующая на сооружение нагрузка и вызываемые ею инерционные силы создают экстремальную реакцию. Далее эта нагрузка трактуется как статическая, поскольку динамичность явления в достаточной степени учитывается уже при определении самих сил, действующих на конструкцию. При этом чаще всего квазистатическая динамическая нагрузка определяется путем умножения статической нагрузки (ее статической составляющей) на коэффициент динамичности.

1.9. Управление нагрузкой

Уровень напряжений в несущих конструкциях существенно зависит от интенсивности и способа приложения внешних сил и других воздействий, приложенных к несущей конструкции. Поэтому возможность в той или иной степени изменить нагружение системы является серьезным фактором регулирования поведения и оптимизации конструктивных решений. Для этого требуется хорошо представлять, каким образом принимаемые конструктивные решения могут влиять на нагружение системы (если такое влияние имеет место) или же предусматривать специальные меры по созданию дополнительных воздействий компенсационного типа.

Одним из наиболее распространенных приемов управления нагружением является изменение давления жидкости или газа, являющихся основной нагрузкой для некоторых инженерных сооружений. Это связано с характерной особенностью нагрузок рассматриваемого типа — закон их действия на конструкцию зависит от геометрической формы той поверхности сооружения, к которой прикладываются гидростатические или аэродинамические нагрузки.

Еще в сороковых годах прошлого века указанное свойство ветровой нагрузки на конструкции высотных сооружений было с успехом использовано в целом ряде башенных конструкций, при проектировании которых удачно использовались аэродинамические свойства элементов круглого сечения [26]. Для снижения напряжений в основных несущих конструкциях оказалось выгодным искусственно завысить диаметры элементов в верхней части башни, оставляя их недонапряженными, но уменьшить общую нагрузку на сооружение. При этом перерасход металла в верхних секциях башни с лихвой окупился за счет облегчения ее более мощных средней и нижней частей.

Изменение характера действия ветрового давления в зависимости от формы обтекаемой поверхности и величины ветрового напора использовано в проекте тентового покрытия Зеленого театра [17], где предусмотрены специальные клапаны, способные открываться при ветровом отсосе, превышающем определенную величину (*рис. 1.12*).

Аналогичные регуляторы давления газа, возникающего, правда, не вследствие действия ветрового напора, а при взрывах газовоздушных смесей в некоторых видах взрывоопасных производств, имеют конструктивную форму

легко сбрасываемого ограждения (стенового, кровельного) и широко используются в строительстве.

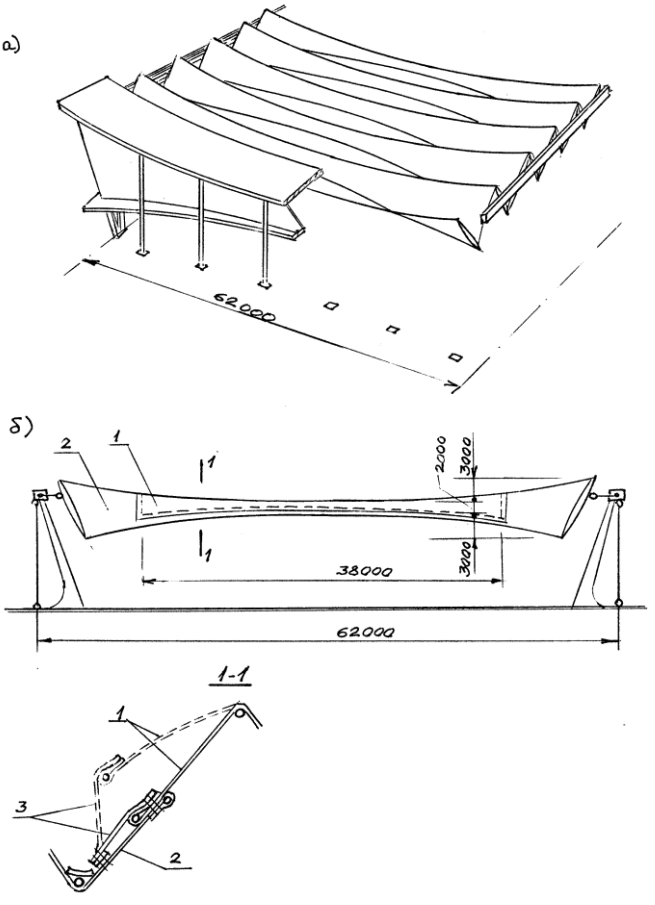


Рис. 1.12. Проект трансформирующегося покрытия над зрительным залом Зеленого театра ВДНХ: *а* - общий вид; *б* - схема тентовой складки; 1 - клапан; 2 - основное полотнище; 3 - резиновые тяги

Для многих гидротехнических сооружений одной из самых серьезных нагрузок является давление льда. Начавшееся интенсивное освоение шельфа остро поставило проблему снижения ледовых нагрузок и активного управления ими. Нагрузка ото льда, как правило, равна предельному усилию, при котором ледовое поле, прижимаемое к сооружению, начинает ломаться. А усилие, необходимое для разрушения ледового поля оказывается зависящим от формы преграды и, следовательно, может быть предметом регулирования. Об этом хорошо осведомлены проектировщики мостов, которые выработали рациональные очертания мостовых опор, снижающие ледовые нагрузки.

Можно говорить также и о влиянии геометрии сооружения на нагрузки от снега, где использование простого профиля кровли и соответствующих углов наклона ее скатов уменьшает роль так называемых "снеговых мешков" или вообще снимает снеговую нагрузку.

Менее известны приемы регулирования давления сыпучего на стенки бункеров и силосов, где также используется метод выбора подходящих углов наклона элементов к горизонту, а в последнее время предложены и другие приемы регулирования, основанные на том, что динамическая составляющая давления, зависящая от формы истечения сыпучего, резко снижается [18]. Достигается это использованием специальных разгружающих элементов различной формы (*рис. 1.13*), которые устанавливаются внутри силоса по его высоте и меняют форму истечения при опорожнении силоса.

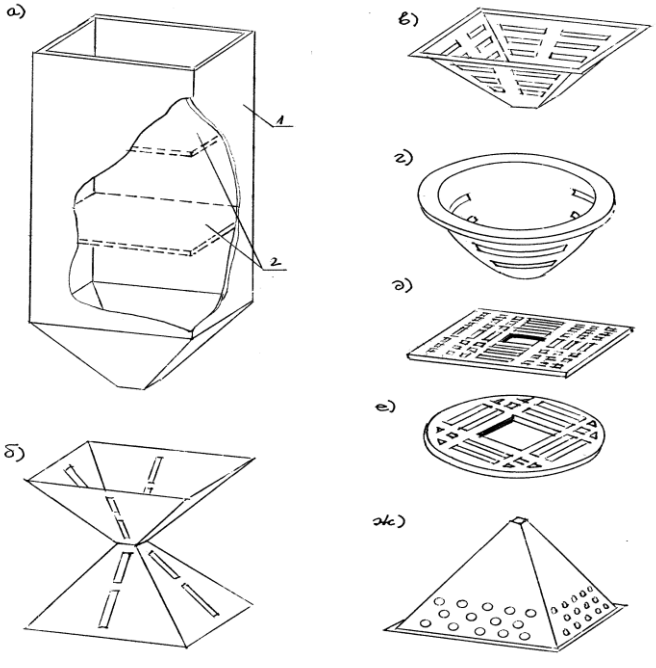


Рис. 1.13. Регулирование давления сыпучего в силосах: *а* - схема; *б-ж* - варианты разгружающих элементов; 1 - силос; 2 - места установки разгружающих элементов

В силосах без разгружающих элементов при выпуске сыпучего обычно преобладает вторая форма истечения (оседание всем столбом), сопровождающаяся значительным возрастанием горизонтальных давлений на стенки. При установке разгружающих элементов вторая форма наблюдается очень короткое время после начала истечения, затем она сменяется первой формой (с развитием воронки) с уменьшенными значениями горизонтальных давлений на стенки силоса.

Возвращаясь к системам, у которых управление нагрузкой сводится к изменению ее интенсивности, необходимо заметить, что они не обязательно связаны с нагрузками от давления жидкости или газа. Так, например, система плавления гололеда на проводах ЛЭП и на контактной сети электрифицированного транспорта является достаточно распространенной схемой управления нагружением, причем в этой системе используются полностью автоматизированные устройства регулирования.

1.10. Нагрузки и воздействия в нормативных документах

Данные о нагрузках и воздействиях обычно получают из нормативных документов. Они могут относиться к практически всем видам зданий и сооружений, как СНиП 2.01.07-85 [1.a.i.28], к зданиям и сооружениям определенного типа, например мостам [1.a.i.30] или зернохранилищам [24], или же, наконец, к воздействиям определенного вида.

Появление разделов, посвященных нагрузкам, в нормативных документах по проектированию конструкций определенного типа связано либо с учетом специфики работы таких конструкций (например, характерными сочетаниями различных нагрузок для мостов из [1.a.i.30], которые показаны в *табл. 1.7*), либо с необходимостью описать воздействия, характерные только для указанных сооружений.

Таблица 1.7

Нагрузки и воздействия	Учитывается совместно с:																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1 Собственный вес конструкций	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
2 Предварительное напряжение	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
3 Давление грунта от веса насыпи	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
4 Гидростатическое давление	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
5 Усадка и ползучесть бетона	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
6 Осадки грунта	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
7 Вертикальные от подв. состава	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+			+
8 Давление грунта от подв. состава	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+			+
9 Центробежные силы	+	+	+	+	+	+	+	+	+		+	+	+	+	+			+
10 Поперечные удары подв. состава	+	+	+	+	+	+	+	+		+			+	+	+			
11 Продольное торможение	+	+	+	+	+	+					+	+			+			+
12 Ветровая нагрузка	+	+	+	+	+	+	+	+	+		+	+	+		+	+	+	
13 Ледовая нагрузка	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		+	+		+	+	+	+
14 Нагрузка от навала судов	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+				+	+	+	+	+
15 Температурные воздействия	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		+	+	+	
16 Морозное пучение грунта	+	+	+	+	+	+						+			+	+	+	
17 Строительные нагрузки	+	+	+	+	+	+						+	+		+	+	+	
18 Сейсмические нагрузки	+	+	+	+	+	+	+	+	+		+							+

В других случаях специальное нормирование нагрузок преследует цель обеспечения большей надежности по сравнению с усредненной ситуацией,

предусматриваемой СНиП 2.01.07-85. В качестве примера можно сослаться на тот же СНиП 2.05.03-84*, где собственный вес металлических конструкций принимается с коэффициентом $\gamma_f = 1{,}1$ вместо $\gamma_f = 1{,}05$.

В силу специфики нормирования данные о нагрузках и воздействиях отнесены к вполне определенному набору типовых расчетных ситуаций, и рекомендации норм имеют несколько обобщенный (и потому приближенный) характер. Такое приближение имеет в виду и вполне определенные методы расчета, которые во многих случаях (к сожалению, не всегда) описаны в тех же нормативных документах. Типичным примером такой недоговоренности является районирование территории страны по определенным нагрузкам, когда ничего не сказано о том, что же следует делать, когда площадка строительства расположена на границе различных районов или в местности, не попавшей в схему районирования (например, горный район).

Альтернативным примером могут служить нормы [25], которые детально описали способ использования приведенных в них данных о сейсмическом воздействии, когда используется линейно-спектральный метод динамического расчета. Правда, тут же рядом находится пробел — ничего не сказано о параметрах сейсмического воздействия, которые могут использоваться в прямом динамическом расчете. Очевидно, и в этом заключается причина того, что много лет практически не используется расчет по акселерограммам, предписываемый пунктом 2.2.б этих норм для зданий высотой свыше 16 этажей и других ответственных сооружений.

Относящаяся к стандартизованным расчетным ситуациям информация о нагрузках и воздействиях, любую конкретную ситуацию, как правило, представляет с некоторым запасом. Это вполне закономерно, когда речь идет о проектировании нового объекта, для которого будущее еще не вполне определено и где предусмотреть определенные запасы технически вполне возможно. Совершенно другая картина складывается в тех случаях, когда речь идет о ремонте, усилении или реконструкции существующего объекта. Во-первых, здесь уже исчезли некоторые неопределенности, на объекте реализовались вполне конкретные значения многих случайных параметров и уточнился режим эксплуатации. В этих условиях рационально использовать уточненные данные о нагрузках и воздействиях, и некоторыми нормативными документами такое уточнение рекомендуется.

В качестве примера можно указать на ДБН 362-92 [3], где, в частности, допускаются следующие методы уточнения нагрузок:

- нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций — путем отбора и взвешивания образцов;
- нагрузки от мостовых кранов — с учетом фактической возможности приближения груза к оси подкрановой балки;
- климатические нагрузки — по данным местных метеостанций.

Указание на возможность уточнения нагрузок и воздействий, которое решает юридическую сторону проблемы, должно, конечно, сопровождаться методическими указаниями, содержащими требования к количеству контрольных замеров, способам обработки экспериментальных данных и т.п. В [9] эти указания приведены для первых двух случаев и отсутствуют для по-

следнего случая, создавая определенные трудности для инженеров-практиков. Аналогична ситуация с указанием п.6.6 СНиП 2.01.07-85, где предлагается для случаев, не указанных в приложении 4 (иные формы сооружений, другие направления ветрового потока и т.п.), использовать результаты продувок моделей конструкции в аэродинамических трубах. Здесь вновь отсутствуют указания на методику обеспечения соответствия между моделью и натурой и на обработку результатов испытаний.

По сути, недоговоренности указанного выше типа создают ситуацию, когда выполнить уточнения практически могут лишь немногие организации, обладающие соответствующим кадровым и приборным потенциалом и опытом такой работы. Это должны понимать те проектировщики, перед которыми встают соответствующие проблемы.

Литература

1. AIJ Recommendations for Load on Building / Architectural Institute of Japan. — Tokyo: Shiba, 1996. — 132 p.
2. EN 1990-2001. Eurocode: Basis of Structural Design. — Brussels: CEN, 2001. — 89 p.
3. EN 1991-1. Eurocode-1: Action on Structures. Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings. — Brussels: CEN, 2002. — 42 p..
4. ISO ST 2394:1998. General Principles on Reliability for Structures. — Zurich: ISO, 1998. — 73 p.
5. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. — М.: Стройиздат, 1988. — 584 с.
6. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. — М.: Стандартгиз, 1988. — 10 с.
7. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.— М.: Стандартинформ, 2011.— 20 с.
8. Гульванесян Х., Калгаро М., Голицки М. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1990: Основы проектирования сооружений. — М.: Издание МГСУ, 2011. — 258 с.
9. ДБН 362-92. Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений. — К.: Укрстройинформ, 1993. — 46 с.
10. ДБН В.1.1-2:2006. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия / Минстрой Украины.— К.: Изд-во «Сталь», 2006.— 59 с.
11. ДБН В.1.2-14:2009. Общие принципы обезпечення надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований. — К.: Укрархбудинформ, 2009.— 37 с
12. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт и усиление несущих и ограждающих конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений.— К.: НИИСП, 2003. — 82 с.
13. Заварина Н.В. Строительная климатология. – Л.: Гидрометеоиздат, 1976. – 321 с.
14. Лосицкая К.С. Определение коэффициентов сочетания нагрузок вероятностным методом // Строит. механика и расчет сооружений. — 1984 — №1. — С. 8-13.

15. Мушик Э., Мюллер П. Методы принятия технических решений. — М.: Мир, 1990. — 208 с.
16. НП-031-01. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций / Госатомнадзор России. — М.: 2001. — 31 с.
17. Облегченные несущие металлические конструкции / Под ред. А.Г. Соколова. — М.: Стройиздат, 1963. — 283 с.
18. Панкратова Г.Е., Нагайцев В.А. Конструктивные мероприятия, снижающие давление на стенки силосов // Строит. механика и расчет сооружений. — 1982.— №2. — С. 66-69.
19. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. — К.: Вид-во УкрНДІПСК, 1999. — 186 с.
20. ПиН АЭ-5.6. Нормы строительного проектирования АС с реакторами различного типа / Министерство атомной энергетики СССР. — М.: Атомтеплоэнергопроект, 1987. — 21 с.
21. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 192 с.
22. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. — М.: Изд-во АСТ, 1998. — 304 с.
23. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. — Минск, 2003. — 139 с.
24. СНиП 2.10.05-85. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна / Госстрой СССР. — М.: 1988. с.
25. СНиП II-7-81*/.Строительство в сейсмических районах / Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1982. — 48 с.
26. Соколов А.Г. Высотные сооружения типа мачт и башен // Вопросы применения стальных конструкций в строительстве. —М.: Госстройиздат, 1953. — С. 118-131.
27. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* / Минрегионразвития РФ, 2011.
28. СП 20.13330.2010. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минрегионразвития РФ, 2010.
29. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.01.09-91 / Минрегионразвития РФ, 2012.
30. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* / Минрегионразвития РФ, 2011.
31. Строительные нормы и правила. Глава II-А.10. — М.: Стройиздат, 1964. — 360 с.
32. Феодосьев В.И. Десять лекций-бесед по сопротивлению материалов. — М.: Наука, 1975. — 174 с.

2. ВЕС КОНСТРУКЦИЙ И ГРУНТОВ

2.1. Нормативные и расчетные значения по СНиП

Нагрузки от веса конструкций и грунтов являются постоянными, и их определение представляется достаточно простым. СНиП 2.01.07-85 [8] требует, чтобы нормативное значение веса конструкций заводского изготовления определялось на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, а других строительных конструкций и грунтов — по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации сооружений.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса строительных конструкций и грунтов в соответствии со СНиП 2.01.07-85* имеют значения, указанные в *табл. 2.1*.

Таблица 2.1

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Конструкции:	
металлические	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м^3), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м^3 и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Грунты:	
в природном залегании	1,1
насыпные	1,15

При этом указывается, что в тех случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций (например, при проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, всплытия, опрокидывания или скольжения), следует произвести расчет, принимая для веса конструкции или ее части коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 0{,}9$.

Приведенные в нормах коэффициенты надежности по нагрузке учитывают изменчивость веса конструкций, обусловленную главным образом отклонением фактических их размеров от проектных. Поэтому при определении нормативных нагрузок от веса конструкций должно быть уделено надлежащее внимание правильной оценке возможного объемного веса материала, из которого изготовляется конструкция. В тех случаях, когда обоснованные данные об объемном весе отсутствуют, следует ориентироваться на более высокие справочные данные об объемном весе.

В то время как некоторые зарубежные нормативные документы приводят справочные данные о плотности материалов строительных конструкций (см., например [17]), в отечественных нормах по нагрузкам и воздействиям такие данные отсутствуют. Правда, в нормах проектирования стальных, алюминиевых и деревянных конструкций [9 – 11] приводятся данные о плотности соответствующих строительных материалов, хотя они отсутствуют в нормах проектирования бетонных и железобетонных, а также каменных и армокаменных конструкций [12 – 13].

Для изделий и конструкций из древесины следует учитывать увеличение объемного веса, обусловленное пропиткой ее антисептическими или другими специальными составами. Для изделий и конструкций, эксплуатируемых в условиях повышенной влажности воздуха (по отношению к влажности, при которой определено исходное значение объемного веса) или подверженных непосредственному увлажнению, следует учитывать увеличение объемного веса материалов в соответствии с возможным изменением их весовой влажности.

Коэффициенты надежности по нагрузке к весу грунтов дифференцированы в зависимости от вида грунтов (скальные и нескальные) и их состояния (грунты в природном состоянии и насыпные грунты). Эти коэффициенты учитывают возможную изменчивость объемного веса грунтов.

Особую роль в нагрузке от веса нескальных грунтов играет вода, частично или полностью заполняющая промежутки между частицами грунта. Связная (гигроскопическая) вода удерживается в виде пленки на поверхности частиц грунта силами молекулярного притяжения. Свободная вода может перемещаться внутри пустот грунта, при ее наличии грунт называют влажным. При полном погружении в воду грунт теряет часть своего веса за счет взвешивающего действия архимедовых сил, но эта потеря в весе составляет не 1000 кг на кубометр, а меньшую величину, поскольку вода вытесняется из занимаемого ею объема только твердыми частицами. В результате объемный вес грунта, взвешенного в воде, уменьшается только на величину $\gamma_в/(1+\varepsilon)$, где $\gamma_в = 1$ тс/м^3 — удельный вес воды, ε — коэффициент пористости грунта, равный отношению объема пор к объему твердых частиц. Взвешивающее действие воды, если оно имеет место, следует учитывать независимо от коэффициентов надежности по нагрузке.

Коэффициенты надежности по нагрузке к давлению грунтов в нормах не установлены, так как величина давления грунта зависит не только от его объемного веса, но и от других характеристик (угла внутреннего трения,

сцепления), изменчивость которых должна учитываться особо. Этот вопрос является предметом специальных норм.

Следует заметить, что коэффициенты надежности по нагрузке, представленные в *табл. 2.1*, не являются универсальными. Так, например, в нормах проектирования мостов и труб [15] указываются значения γ_f, приведенные в *табл. 2.2*.

Значения γ_f, указанные в *табл. 2.2* в скобках, рекомендуется принимать в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции. Здесь тоже имеется отличие от СНиП 2.01.07-85, где «понижающее значение γ_f» не зависит от того, вес какой конструктивной части здания или сооружения рассматривается.

Таблица 2.2.

Нагрузки и воздействия	Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f
Вес мостового полотна с ездой на балласте под железную дорогу, а также пути метрополитена и трамвая	1,3 (0,9)
Вес балластного мостового полотна под трамвайные пути на бетонных и железобетонных плитах	1,2 (0,9)
Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоев автодорожных и городских мостов	1,3 (0,9)
Вес покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов	1,5 (0,9)
То же, городских мостов	2,0 (0,9)
Вес деревянных конструкций в мостах	1,2 (0,9)
Горизонтальное давление грунта от веса насыпи:	
на опоры мостов (включая устои)	1,4 (0,7)
на звенья труб	1,3 (0,8)

2.2. Изменчивость нагрузки от собственного веса

Изменчивость нагрузки от собственного веса конструкций обусловлена не только отклонением фактических размеров конструктивных элементов от номинальных значений, но и изменчивостью плотности строительных материалов, их влажности и другими факторами. Об этом красноречиво свидетельствуют данные специальных измерений, представленные, например, в *табл. 2.3*. Эти данные, заимствованные из работы [2], также красноречиво свидетельствуют о заметном превышении фактической нагрузки P от веса покрытий производственных зданий над предписываемым нормами значением $P_{норм}$.

Таблица 2.3.

Элементы покрытия	Число измерений	Среднее		Стандарт		$P/P_{норм}$
		δ, мм	γ, кгс/м^3	δ, мм	γ, кгс/м^3	
Рулонный ковер	206	8,6	907	0,16	9,8	0,85
Цементная стяжка	97	35,6	2060	1,24	15,0	1,83
Асфальтовая стяжка	110	18,7	1820	0,47	20,0	1,40
Утеплитель	207	140	420	0,86	6,7	1,0
Плиты	260	39,8	2740	5,95	—	1,5

Кроме того, видно, что изменчивость свойств существенно различается для различных слоев покрытия, о чем свидетельствуют коэффициенты вариации, расходящиеся в 2-3 раза. При таких условиях трудно ожидать, что для всех слоев покрытия одновременно реализуются наихудшие отклонения от номинала, как следует из обычного расчета по определению расчетных нагрузок, в котором нормативная нагрузка от веса каждого слоя умножается на предписанный нормами коэффициент надежности по назначению.

Гистограммы (*рис. 2.1*) результатов измерений, выполненных в [2], свидетельствуют о возможности представления случайной нагрузки от собственного веса нормальным законом распределения (кривая на рисунке).

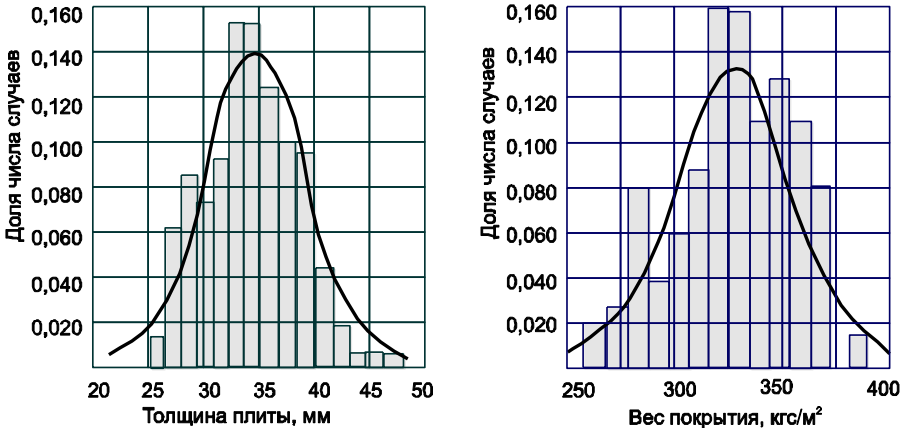


Рис. 2.1. Гистограммы измерений толщин плит и веса покрытия

В таблице 2.4, заимствованной из [18], приводятся данные о средних значениях и коэффициентах вариации основных строительных материалов.

Таблица 2.4.

Материал	Срелнее значение, кН/м^3	Коэффициент вариации
Сталь	77	<0,01
Бетон обычный бетон высокопрочный бетон легкие бетоны ячеистый бетон	 24 24-26	 0,04 0,03 0,04-0,08 0,05-0,10
Каменная кладка		0,05
Дерево ель, ель сосна лиственница бук дуб	 4,4 5,1 6,6 6,8 6,5	 0,10 0,10 0,10 0,10 0,10

Для нормально распределенных случайных величин расчетное значение определяется формулой

$$g_d = \gamma_f g_n = \bar{g} + \beta s_g , \tag{2.1}$$

где $\bar{g}$ — математическое ожидание, β — число стандартов, принимаемое для обеспечения перехода к необходимой вероятности появления расчетной нагрузки. Поскольку для нагрузок от веса конструкции и грунтов считается, что нормативное значение равно математическому ожиданию, то из условия

$$g_n = \bar{g} \tag{2.2}$$

следует, что

$$\beta s_g = g_n \ \gamma_f - 1 \ . \tag{2.3}$$

Для суммы нагрузок от веса n слоев

$$\bar{g}_\Sigma = \sum_{j=1}^{n} \bar{g}_j ; \quad \beta\sigma_\Sigma = \sqrt{\sum_{j=1}^{n} g_{n.j} \ \gamma_{f,j} - 1^{\,2}} \tag{2.4}$$

и расчетное значение

$$g_{\Sigma,d} = \sum_{j=1}^{n} \bar{g}_j + \sqrt{\sum_{j=1}^{n} g_{n.j} \ \gamma_{f,j} - 1^{\,2}} \tag{2.5}$$

оказывается меньшим, чем получаемое обычным суммированием расчетных значений отдельных слоев величина

$$g^{*}_{\Sigma,d} = \sum_{j=1}^{n} g_{d,j} = \sum_{j=1}^{n} g_{n,j} + \sum_{j=1}^{n} g_{n.j} \ \gamma_{f,j} - 1^{2}, \qquad (2.6)$$

поскольку среднеквадратичное всегда меньше среднего арифметического.

В Еврокоде-1 [17] обращается серьезное внимание на возможную изменчивость некоторых весовых нагрузок. Так, например, при определении нагрузок от собственного веса гидроизоляция и покрытия проезжей части мостов, где изменчивость их толщины может быть весьма значительной, требуется учитывать это обстоятельство. Если отсутствуют более детальные сведения, то отклонение от номинала должно быть взято равным +40% и –20%. А для щебеночного балласта на железнодорожных мостах рекомендуется учесть отклонение от проектной толщины в размере 30%.

Если изменчивость собственного веса достаточно велика (например, она значительно изменяется при различной влажности), то Еврокод предлагает рассматривать два характеристических значения собственного веса (повышенное — $G_{r,\mathrm{sup}}$ и пониженное — $G_{r,\mathrm{inf}}$) и прикладывать их в «благоприятных» и «неблагоприятных» зонах, как это показано на рис. 2.2 для определения расчетного значения момента в среднем или крайних пролетах неразрезной балки.

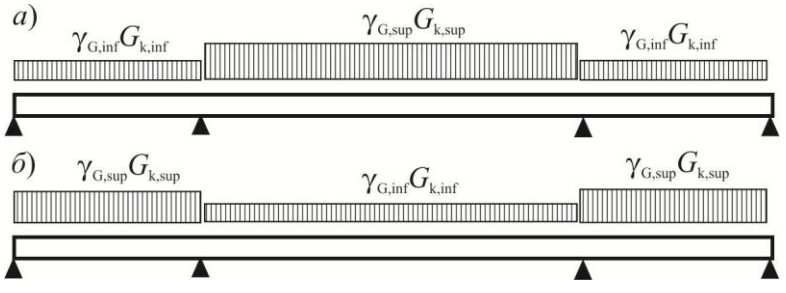


Рис. 2.2. Пример неразрезной балки

При этом для постоянной нагрузки рекомендованные значения коэффициентов надежности $\gamma_{G,\mathrm{sup}} = 1{,}1;\ \ \gamma_{G,\mathrm{inf}} = 0{,}9$, что позволяет учесть эффект изменчивлсти постоянной нагрузки даже в тех случаях, когда $G_{r,\mathrm{sup}} = G_{r,\mathrm{inf}}$.

2.3. Нагрузки от собственного веса существующих конструкций

Все сказанное выше относится к задачам нового проектирования конструкций, когда данные о фактически реализованном значении собственного веса еще неизвестны. Но когда речь идет о проверке существующих конст-

рукций, имеется принципиальная возможность уточнить фактические размеры и плотность материала, а не использовать номинальные значения и справочные сведения. Такую возможность предусматривает специальный нормативный документ [3], который рекомендует использовать данные обмеров конструкций и определять расчетные значения нагрузок, например, от веса покрытий, с учетом результатов вскрытия кровли и взвешивания образцов. При этом нормативное значение нагрузки от веса определяется по формуле

$$g_n = p_n \pm t\frac{s_g}{\sqrt{m}}, \qquad (2.7)$$

где $p_n = 1/m \sum_{i=1}^{m} p_i$ — среднее арифметическое значение веса образцов:

$s_g = \sqrt{\frac{1}{m-1}\sum_{i=1}^{m}(p_i - p_n)^2}$ — среднее квадратичное отклонение результатов взвешиваний;

p_i — суммарный вес всех слоев ограждающей конструкции в i-м взвешивании, приведенный к 1 м^2;

m — количество образцов (не менее 5);

t — коэффициент, учитывающий объем выборки и определяемый по *табл. 2.4*.

Таблица 2.4

m	t	m	t	m	t
5	2,13	9	1,86	25	1,71
6	2,02	12	1,80	30	1,70
7	1,94	15	1,76	40	1,68
8	1,89	20	1,73	60 и более	1,67

В работах [2] и [5] показано, что вес покрытий имеет пространственную изменчивость, обусловленную изменчивостью толщины изолирующих слоев покрытия. Для описания случайного распределения нагрузки по площади покрытия можно воспользоваться моделью нормального изотропного случайного поля $g(x,y)$ с математическим ожиданием M_q, стандартом σ_q и нормированной автокорреляционной функцией $R_g(d)$.

Можно ожидать, что функция интенсивности нагрузки $g(x,y)$ непрерывна по пространству, т.е. можно предполагать, что если, например, в некоторой точке значение нагрузки превышает среднее значение, то и в малой окрестности этой точки также будет наблюдаться превышение. Следовательно, имеется положительная корреляция, убывающая с увеличением расстояния между точками d, например, такая:

$$R(d) = \exp(-\alpha d). \qquad (2.8)$$

С использованием автокорреляционной функции (2.8) в работе [5] определена усредненная нагрузка на прямоугольную площадку с размерами $L \times B$ и для нее получена формула

$$g\ L,B\ = \frac{1}{LB}\int_0^L\int_0^B g\ x,y\ \mathrm{d}x\,\mathrm{d}y \approx M_g + \frac{t_P s_g}{\sqrt{1+0,4\ \alpha L+\alpha B\ +\alpha L\alpha B}}, \qquad (2.9)$$

где t_P — квантиль нормального распределения, соответствующий заданной вероятности P.

Эта формула используется в ДБН 362-92 [3] с параметрами t_P = 1,64 и α = 0,247 и представлена в виде

$$g_n = p_n \pm \frac{1,64 s_g}{\sqrt{1+0,1\ L+B\ +0,06LB}}. \qquad (2.10)$$

Знак плюс в формулах (2.7) и (2.10) принимается при неблагоприятном действии увеличения нагрузки, минус — при благоприятном действии.

Литература

1. Воронин П.П., Костюков В.Д. Статистические исследования физико-механических характеристик грунтов и засыпок // Проблемы надежности в строительном проектировании. — Свердловск, 1972. —С. 27-33.
2. Городецкий Б.Л.., Котлов Г.Г., Соколкин А.Ф. Статистические исследования постоянных нагрузок от собственной массы покрытий в промышленных зданиях // Проблемы надежности в строительном проектировании. — Свердловск: 1972. — С. 40-45.
3. ДБН 362-92. Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений / Госстрой Украины. — К.: Укрархбудинформ, 1994. — 46 с.
4. Клепиков Л.В., Отставнов В.А. Определение нагрузок при расчете строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений, 1962, №5, — С. 39-45.
5. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. — К.: Вид-во УкрНДІПСК, 1999. — 185 с.
6. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. — М.: Изд-во АСВ, 1998. — 304 с.
7. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. — М.: Стройиздат, 1978. — 239 с.
8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 36 с.
9. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 1996. — 96 с.
10. СНиП 2.03.06-85. Алюминиевые конструкции / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 2002. — 47 с.
11. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 2000. — 30 с.

12. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 2001. — 76 с.
13. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 2001. — 40 с.
14. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений конструкции / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 1995.— 40 с.
15. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 1995. — 214 с.
16. ANSI / ASCE 7-95. Minimum Design Load for Buildings and Other Structures. — American Society of Civil Engineers, 1996. — 124 p.
17. EN 1991-1-1. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads. — Brussels: CEN, Jul 2002.— 43 p.
18. JCSS: Probabilistic model code. JCSS working materials, http://www.jcss.ethz.ch, 2001

3. ПОЛЕЗНЫЕ НАГРУЗКИ НА ПЕРЕКРЫТИЯ

3.1. Общие сведения

Полезная нагрузка на перекрытия — это временная нагрузка от массы людей, оборудования, материалов, изделий, средств транспорта, технологического оборудования, временных перегородок и иных частей здания, местоположение которых во время эксплуатации изменяется.

При расчетах конструкций перекрытий чаще всего применяется эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, которую вычисляют из условия равенства ее воздействия воздействию действительной нагрузки.

Нормативные значения полезных нагрузок и коэффициенты их надежности, как правило, приведены в общих нормах проектирования или в технологических нормах проектирования в зависимости от назначения помещения.

Например, в СНиП 2.01.07-85 указаны нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах, часть которых приведена в *табл. 3.1*. Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для указанных равномерно распределенных нагрузок принимаются равными:

1,3 — при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;

1,2 — при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Полные значения полезных нагрузок на перекрытия соответствуют достаточно редкой ситуации, когда, например, в помещении наблюдается большая скученность людей или нагромождение мебели во время проведения ремонта. Естественно, что полные значения классифицируются нормами как кратковременные нагрузки. Но нормы указывают на то, что рассматриваемые нагрузки содержат и длительную составляющую, которая в *табл. 3.1* представлена как пониженное нормативное значение. Эта составляющая помогает дальнейшему уточнению поведения несущих конструкций при учете реологических явлений, с которыми может быть связано, например, увеличение прогибов или ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах.

Значения нагрузок, приведенные в нормах, следует считать обязательными для применения при новом проектировании; при разработке проектов реконструкции или капитального ремонта допускается применять на-

грузки, значения которых обосновываются по результатам специальных изысканий.

Таблица 3.1

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, кПа	
	полное	пониженное
1. Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5	0,3
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0	0,7
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	≥ 2,0	≥ 1,0
4. Залы:		
а) читальные	2,0	0,7
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0	1,0
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0	1,4
г) торговые, выставочные и экспозиционные	≥ 4,0	≥ 1,4
5. Книгохранилища; архивы	≥ 5,0	≥ 5,0
6. Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:		
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0	1,4
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии),	2,0	0,7
7. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	≥ 1,5	—
8. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы, примыкающие к помещениям, указанным в позициях:		
а) 1, 2 и 3	3,0	1,0
б) 4, 5, 6	4,0	1,4
в) 7	5,0	1,8

При расчете конструкций перекрытий предполагают, что полезная равномерная нагрузка может принимать переменное значение, т.е. от нуля до расчетного значения, и может быть приложена на конструкции в различных

местах, чтобы при проверке данного сечения конструкции в нем было самое невыгодное действие этой нагрузки. Применение этих положений должно быть взаимосвязано с вероятностью появления "теоретически" неблагоприятного распределения нагрузки и не должно противоречить действительности. Формально для нахождения невыгодного распределения нагрузки необходимо приложить ее только в тех местах, которые вызывают в данном сечении одинаковые знаки напряжений (с этой целью можно воспользоваться линиями или поверхностями влияния). Однако применять такое "шахматное" нагружение следует достаточно осторожно, так как эта комбинация маловероятна.

Для производственных зданий эквивалентные полезные нагрузки на перекрытия отличаются большим разнообразием. Они обычно определяются в технологическом задании на проектирование и ввиду большой неопределенности предполагаемых режимов эксплуатации часто сильно завышаются. В свое время Госстрой СССР обратил внимание на такое завышение и своим распоряжением установил некоторые предельные значения таких нагрузок для ряда производств. Небольшую часть этих рекомендаций демонстрирует *табл. 3.2.*

Таблица 3.2

Предприятие, производство	Отделение, цех или участок	Нормативные значения временных нагрузок, кПа (кгс/м^2), не более	
		от оборудования	от материалов и людей
Биохимические заводы	Дрожжевое	10,0(1000)	2,5 (250)
	Чистых культур	6,5 (650)	2,0 (200)
	Темперирования; полимеризации капролактама и напорных баков	14,0 (1400)	3,5 (350)
Заводы химического волокна	Барометрических баков; формирования волокна; непрерывного полиамидирования и демономеризации	6,5 (650)	2,0 (200)
Производство пластмасс	Сажевых концентратов; дозаторов; приготовления жидких добавок	8,0 (800)	2,5 (250)
	Смесителей	12,0 (1200)	3,0 (300)
Типографии	Фотонаборное; изготовления форм; цинкография	5,0 (500)	1,5 (150)
	Ремонтно-механическое	6,5 (650)	2,0 (200)
	Наборное; переплетно-брошюровочное	8,0 (800)	2,5 (250)
	Печатное	16,5 (1650)	3,5 (350)

Продолжение таблицы 3.2

Предприятие, производство	Отделение, цех или участок	Нормативные значения временных нагрузок, кПа (кгс/м^2), не более	
		от оборудования	от материалов и людей
Производство посуды и столовых приборов из нейзильбера	Никелирования и хромирования; промежуточного хранения готовой продукций; сборки, посеребренных изделий	6,5 (650)	2,0 (200)
Заводы сухарных и кондитерских изделий	Сухарное; варочное; завертоточно-упаковочное; эфирно-мармеладное; конфетное; карамельно-варочное; приготовления полуфабрикатов и мучных изделий	6,5 (650)	2,0 (200)
	Приема сахара; выработки шоколадных масс	10,0 (1000)	2,5 (250)
Пивоваренно-безалкогольные комбинаты	Охлаждения сусла; отстойных чанов	8,0 (800)	2,5 (250)
	Варочное; бродильно-купажное и бродильное; осаждения белков	14,0 (1400)	3,5 (350)
	Склад соков; цех баков горячей и холодной воды	16,5 (1650)	3,5 (350)
Гормолзаводы	Приготовления творога и розлива	6,5 (650)	2,0 (200)
	Аппаратное (для заводов мощностью 100т/смену)	8,0 (800)	2,5 (250)
	Аппаратное /для заводов мощностью 300т/смену/	16,5 (1650)	3,5 (350)
	Заквасочное	12,0 (1200)	3,0 (300)
Станкостроительные заводы	Электромонтажное; инструментально-ремонтное	5,0 (500)	1,5 (150)
	Прецезионное; сборочное; окрасочное; экспериментальное; прецезионное	8,0 (800)	2,5 (250)

Окончание таблицы 3.2

Предприятие производство	Отделение, цех или участок	Нормативные значения временных нагрузок, кПа (кгс/м^2), не более	
		от оборудования	от материалов и людей
Заводы по производству электровакуумных приборов	Стекольное и изделий из стекла; составное; автоматно-револьверное; штамповочно-сварочное; сборочное; испытательное; гальваническое; окрасочное; термическое	5,0 (500)	1,5 (150)
Заводы по производству товаров народного потребления	Заготовительное; обрабатывающее; сборочное	5,0 (500)	1,5 (150)
Рыбообрабатывающие производства	Кулинарное; нанизки рыбы; пресервное; приготовления заливных; упаковки копченых рыботоваров	5,0 (500)	1,5 (150)
Фабрики мороженого	Аппаратное	6,5 (650)	2,0 (200)
	Камера хранения мороженого	14,0 (1400)	3,5 (350)
	Формировочное	6,5 (650)	2,0 (200)
Фабрики товарного трикотажа	Вязальное; основовязальное; выпускное	5,0 (500)	1,5 (150)
	Выпускное; ворсовальное (в т.ч. склады готового товара)	6,5 (650)	2,0 (200)
	Сушильное	10,0 (1000)	2,5 (250)
Прядильно-ткацкие фабрики	Хлопкопрядильное	5,0 (500)	1,5 (150)
	Камвольно-прядильное	6,5 (650)	2,0 (200)
Кожгалантерейные фабрики	Производство кожгалантереи	5,0 (500)	1,5 (150)
Меховые комбинаты	Скорняжно-пошивочное	5,0 (500)	1,5 (150)
Швейные фабрики	Швейное	3,5 (350)	1,0 (100)
Фабрики искусственного меха	Производство искусственного меха	5,0 (500)	1,5 (150)

В СНиП 2.01.07-85 установлены также величины сосредоточенных нагрузок для проверки несущих элементов перекрытий и покрытий. Указывается, что несущие элементы перекрытий, покрытий, лестниц и балконов (лоджий) должны быть проверены на сосредоточенную вертикальную нагрузку, приложенную к элементу, в неблагоприятном положении на квадратной площадке со сторонами не более 10 см (при отсутствии других временных нагрузок) и равной:

- для перекрытий и лестниц— 1,5 кН (150 кгс);
- для чердачных перекрытий, покрытий, террас и балконов — 1,0 кН (100 кгс);
- для покрытий, по которым можно передвигаться только с помощью трапов и мостиков, — 0,5 кН (50 кгс).

Принятые величины нагрузок соответствует весу человека с инструментом или возможной нагрузке от тяжелой мебели в жилых и общественных зданиях (это же значение распространено на промышленные и сельскохозяйственные здания). Следует отметить, что сосредоточенная нагрузка 150 кгс не учитывает случаи установки тяжелых сейфов, высоких стеллажей с книгами в библиотеках и книгохранилищах и тем более не может компенсировать возможные сосредоточенные грузы от технологического оборудования, тяжелых деталей и т.п. В таких случаях указание норм следует понимать как ограничение минимальной сосредоточенной нагрузки, которое должно быть принято во внимание при расчете конструкции.

Полезно указать, что проверка на сосредоточенные нагрузки предусматривается и большинством зарубежных нормативных документов. Так, американский стандарт [10] предусматривает проверку перекрытий на сосредоточенные нагрузки, часть которых указана в *табл. 3.3*.

Таблица 3.3

Тип помещения, где выполняется проверка	Сосредоточенная сила, кН
Офисы и компьютерные помещения	8,90
Машинные помещения лифтов	1,33
Больничные палаты, операционные, лаборатории	4,45
Помещения легких производств	8,90
Помещения тяжелых производств	13,40
Классные комнаты и коридоры школ	4,45

Некруглые значения этих сил объясняются тем, что в основном тексте стандарта используется не метрическая, а американская система мер.

В Еврокоде-1 [11] дается достаточно детальная классификация различного рода помещений и приводятся требования относительно минимального характеристического значения полезной нагрузки в них, включая и сосредоточенные силы (см. табл. 3.4).

Таблица 3.4

Категории помещений	Нагрузка	
	распределенная, кН/м^2	сосредоточенная, кН
A. Жилые и аналогичные им помещения (включая гостиничные номера, больничные палаты и т.п.)		
- Перекрытия	от 1,5 до 2,0	от 2,0 до 3,0
- Лестницы	от 2,0 до 4,0	от 2,0 до 4,0
- Балконы	от 2,5 до 4,0	от 2,0 до 3,0
B. Офисные помещения	от 2,0 до 3,0	от 1,5 до 4,5
C. Помещения для группового посещения		
- C1. Со столами (школьные классы, кафе, аудитории, читальные залы и т.п.)	от 2,0 до 3,0	от 3,0 до 4,0
- C2. С неподвижными сидячими местами (кинотеатры/ лекционные залы, железнодорожные комнаты ожидания и т.п.)	от 3,0 до 4,0	от 2,5 до 7,0
- C3. Помещения, предусматривающие перемещения людей (музеи, вестибюли гостиниц, железнодорожные платформы и т.п.)	от 3,0 до 5,0	от 4,0 до 7,0
- C4. Помещения для интенсивного физического действия (танцзалы, залы для спортивных игр и т.п.)	от 4,5 до 5,0	от 3,5 до 7,0
- C5. Места массового скопления людей (концертные залы, стадионы и т.п.)	от 5,0 до 7,5	от 3,5 до 4,5
D. Торговые помещения		
- D1. В магазинах розничной торговли	от 4,0 до 5,0	от 3,5 до 7,0
- D2. В универмагах и универсамах	от 4,0 до 5,0	от 3,5 до 7,0

3.2. Уточнение полезных нагрузок

Неоднократно предпринимались специальные обследования, имевшие целью уточнение значений полезных нагрузок в жилых, административных и производственных зданиях. Типичной является, например, работа [2], где представлены результаты обследования 2652 помещений и получены статистические оценки параметров распределения, представленные в *табл. 3.5*. Обнаружено, что вид распределения мало отличается от логнормального, и с использованием этого распределения вычислены значения нагрузок с обеспеченностью 0,999 и 0,9999, указанные в последних столбцах этой таблицы.

Таблица 3.5

Вид нагрузки	Среднее, кгс/м^2	Среднеквадратическое отклонение, кгс/м^2	Квантиль 0,001, кгс/м^2	Квантиль 0,0001, кгс/м^2
Максимальная всей квартиры	81,8	22,2	182	214
Максимальная одной комнаты	97,0	25,4	213	252
От мебели	30,4	8,8	76	89

Однако здесь следует отметить, что анализ повседневных фактических нагрузок мало что дает для оценки тех редких, но вполне реальных перегрузок, которые связаны со скоплением числа людей, например, во время праздников, когда собирается большое число гостей, или при сдвижке мебели на центр комнат во время ремонта стен (оклейки обоев, окраски). Поэтому нормы, исходя из возможности таких перегрузок, практически игнорируют исследования типа [2].

В работе [12] учитывалось, что в общем случае полезная нагрузка является суммой долговременной компоненты q и кратковременной компоненты p, с помощью которой представлены перегрузки. Период повторяемости каждой из компонент составляет $1/\lambda$ лет.

Дисперсия долговременной компоненты q определяется формулой

$$\sigma_q^2 = \sigma_V^2 + \sigma_U^2 \frac{A_0}{A} k ,$$

где σ_V^2 есть дисперсия интенсивности нагрузки, а σ_U^2 – дисперсия случайной величины площади A, на которую передается эта нагрузка. При этом предполагается, что величина A_0 характеризует некоторую представительную площадь действия нагрузки q. Коэффициент k меняющийся от 1 до 2,4 вычисляется с помощью поверхностей влияния (см. *рис. 3.1*).

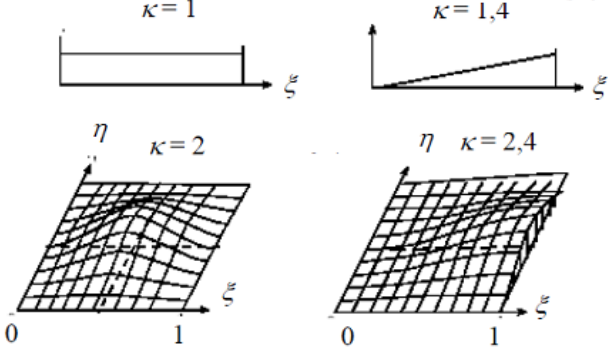


Рис. 3.1. Поверхности влияния и соответсвующие им значения k

В таблице 3.6, приведены соответствующие вероятностные параметры для p и q — средние значения μ и стандартные уклонения σ.

Таблица 3.6

Категория помещений	A_0, м^2	Компонента q				Компонента p		
		μ_q, кПа	σ_V, кПа	σ_V, кПа	1/λ, лет	μ_p, кПа	σ_V, кПа	1/λ, лет
Офисы	20	0.5	0,3	0,6	5	0,2	0,4	0.3
Вестибюли	20	0,2	0,15	0,3	10	0,2	0,4	1
Жилые комнаты	20	0,3	0,15	0,3	7	0,3	0,4	1
Номера в отеле	20	0,3	0,05	0,1	10	0,2	0,4	0,1
Больничные палаты	20	0,4	0,3	0,6	5	0,2	0,4	1
Лаборатории	20	0,7	0,4	0,8	5			
Библиотеки	20	1.7	0,5	1	10			
Аудитории	100	0,6	0,15	0,4	10	0,5	1,4	0,3
Междуэтажные перекрытия:								
- первый этаж	100	0,9	0,6	1,6	5	0,4	1,1	1,0
- верхние этажи	100	0,9	0,6	1,6	5	0,4	1,1	1,0
Склады	100	3,5	2,5	6.9	0,3			
Производственные: - легкие	100	1,0	1,0	2,8	10			
- тяжелые	100	3,0	1,5	4,1	10			
Скопления людей	20					1,25	2,5	0,02

Обширные исследования нагрузок в торговых и производственных помещениях были простимулированы упоминавшимся выше распоряжением Госстроя СССР об ограничении значений временных нагрузок.

В качестве примера результатов такого рода исследований можно указать на публикацию [1], где обоснованы новые рекомендуемые значения временных нагрузок на несущие конструкции зданий торговли. Сами исследования производились в течение семи лет в различных торговых зданиях и по весьма широкой номенклатуре товаров.

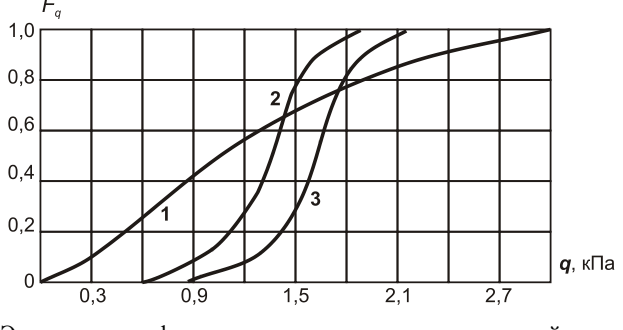


Рис. 3.1. Эмпирические функции распределения эквивалентной нагрузки: 1 — для плит; 2 — для колонн; 3 — для ригелей

По замеренным усилиям, передаваемым на покрытия опорными конструкциями установленного оборудования и для самых различных схем его расположения, были получены функции распределения эквивалентных нагрузок (*рис. 3.2*).

В *табл. 3.7* приведены рекомендуемые нормативные значения нагрузок от товаров, полученные в результате выполненных исследований и вошедшие в нормативный документ [4].

Таблица 3.7

Товарная группа	Нормативное значение нагрузки, кПа	
	полное	пониженное
Торговые залы		
продовольственные товары	4,5	2,5
непродовольственные товары (хозяйственные, скобяные, краски, удобрения)	7,0	4,0
другие непродовольственные товары	3,5	2,0
Кладовые продовольственных товаров		
бакалейные	7,0	4,0
кондитерские и хлебобулочные изделия		
Рыбные, молочные товары, гастрономия	5,0	3,0
мясные продукты, овощи, фрукты, виноводочные изделия и другие напитки	4,0	2,0
Кладовые непродовольственных товаров		
керамические плиточные изделия, листовое железо, цемент	15,0	8,0
книги, краски	10,0	5,0
электротовары, сантехника, хозтовары, посуда	8,0	4,0
бытовая химия, канцтовары, ткани, ковры		
радиотовары, фототовары, музтовары, спорттовары, фарфор, хрусталь, мебель	7,0 5,0	4,0 2,5
детские игрушки, ювелирные изделия, часы		
обувь, одежда, галантерея и парфюмерия, белье, трикотаж	4,0	2,0

Аналогичные исследования были предприняты и в других отраслях народного хозяйства, и их результаты зафиксированы в нормах технологического проектирования. Типичным примером может служить *табл. 3.8*, в которой зафиксированы нагрузки на полы и перекрытия окрасочных цехов автомобильной промышленности в соответствии с ОНТП 03-86 [3].

Таблица 3.8

Характеристика здания	Технологический процесс	Нагрузка, тс/м^2
Одноэтажные без мостовых кранов	Окраска мелких и среднегабаритных изделий, узлов и деталей массой до 2 т	1-3
	Окраска крупных изделий и узлов массой до 5 т	2-5
Одноэтажные с мостовыми кранами	Окраска крупных изделий и узлов массой более 30 т	5
	Окраска особо крупных и габаритных изделий и узлов массой до 30 т	10
Многоэтажные, при расположении: на верхнем этаже на среднем этаже на нижнем этаже в подвале	Окраска мелких и среднегабаритных изделий, узлов и деталей массой до 2 т	 1,0 – 2,5 1,0 – 2,5 До 3 До 5

3.3. Грузовая площадь

Пунктами 3.8 и 3.9 СНиП 2.01.07-85 предусмотрено, что при расчете балок, ригелей, плит, а также колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения равномерно распределенных нагрузок, указанные в *табл. 3.1*, следует снижать в зависимости от грузовой площади рассчитываемого элемента.

Грузовая площадь (точнее следовало бы говорить о зоне влияния) является той частью площади перекрытия, загружение которой вызывает усилия в рассматриваемом элементе. Интуитивно понятные грузовые площади для различных элементов статически определимой балочной клетки показаны на *рис. 3.3*. Если речь идет о статически неопределимой системе, картина осложняется и становится менее определенной.

Относить грузовую площадь к элементу нелогично. Более разумно относить это понятие к вычисляемому усилию. Ведь элемент – это понятие условное. Что такое элемент монолитного перекрытия: все перекрытие, ячейка между колоннами, ребро? Если же речь идет о некотором усилии в конкретно указанном сечении, то все становится точно определенным.

Разберемся, как можно формально определить грузовые площади для любого фактора (усилия, момента, перемещения, напряжения).

Для этого рассмотрим плоскость приложения равномерно распределенной нагрузки q и выделим на этой плоскости область, где равномерно распределенная нагрузка может быть приложена. Построим в этой области поверх-

ность влияния исследуемого фактора. В общем случае эта поверхность будет иметь зоны с положительными и отрицательными ординатами. Нагружение зоны с положительными ординатами поверхности влияния приведет к максимуму исследуемого фактора (обозначим его N_{max}), а нагружение зоны с отрицательными ординатами поверхности влияния приведет к минимуму исследуемого фактора (обозначим его N_{min}).

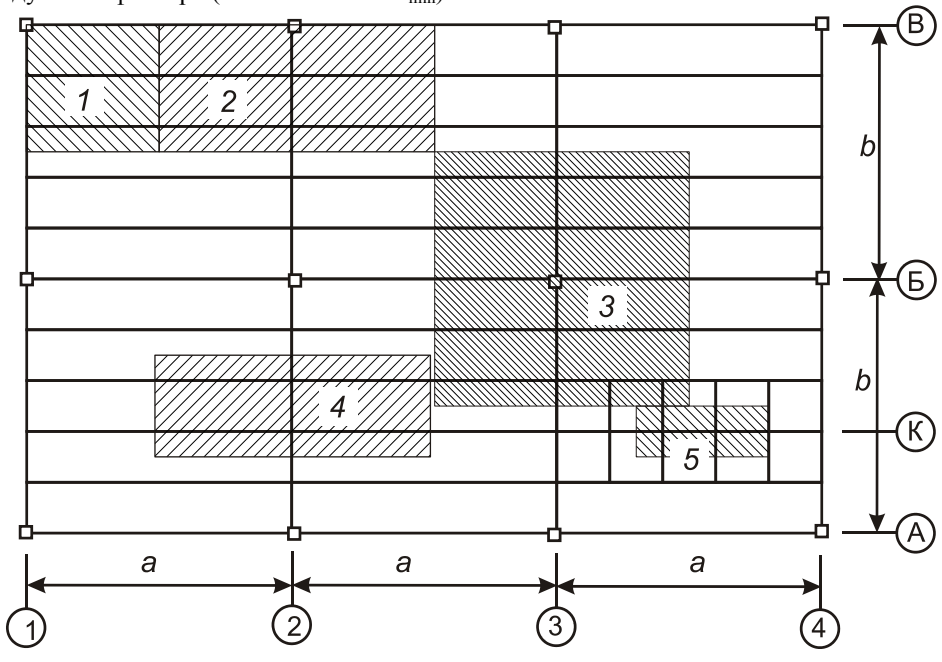


Рис. 3.3. Грузовые площади: 1 - для колонны В1; 2 - для колонны В2; 3 - для колонны Б3; 4 - для изгибающего момента главной балки АБ-2 в сечении К; 5 - для изгибающего момента второстепенной балки К-34 в сечении, отстоящем на расстоянии 0,6 *a* от левой опоры

Понятно, что

$$N_{max}=qV^{+}; \qquad N_{min}=qV^{-}, \tag{3.1}$$

где V^{+} - объем поверхности влияния с положительными ординатами;

V^{-} - объем поверхности влияния с отрицательными ординатами.

Обозначим: n_{max} - наибольшая ордината поверхности влияния; n_{min} – наименьшая ордината поверхности влияния.

Правило определения грузовых площадей состоит в том, что

$$A^{+}=V^{+}/n_{max}; \qquad A^{-}=V^{-}/n_{min}, \tag{3.2}$$

где A^{+} - грузовая площадь для максимума исследуемого фактора;

A^{-} - грузовая площадь для минимума исследуемого фактора.

Физический смысл этого построения состоит в том, что равномерно распределенную нагрузку, доставляющую максимум (минимум) исследуемому

фактору, можно заменить минимальной по абсолютной величине сосредоточенной силой, приложенной в точке, соответствующей максимальной (минимальной) ординате поверхности влияния. Эта сила будет равна нагрузке, собранной с площади A^+ (A^-).

Вычислим по формуле (3.2) грузовые площади для некоторых характерных усилий в балочной клетке, представленной на *рис. 3.3*.

Рассмотрим нормальную силу в колонне В1.

Поверхность влияния сжимающей силы в колонне В1 показана на *рис. 3.4* и определяется уравнением

$$n=(a-x)(b-y)/ab. \qquad (3.3)$$

Ее максимальная аппликата $n_{\max}$=1,0 и объем

$$V^+ = \int_{x=0}^{a}\int_{y=0}^{b}(a-x)(b-y)/ab\,\mathrm{d}x\,\mathrm{d}y = ab/4\,. \qquad (3.4)$$

Таким образом, в соответствии с формулой (3.2), грузовая площадь колонны В1

$$A^+= V^+/\,n_{\max}=ab/4, \qquad (3.5)$$

что соответствует площади зоны 1 на *рис. 3.3*.

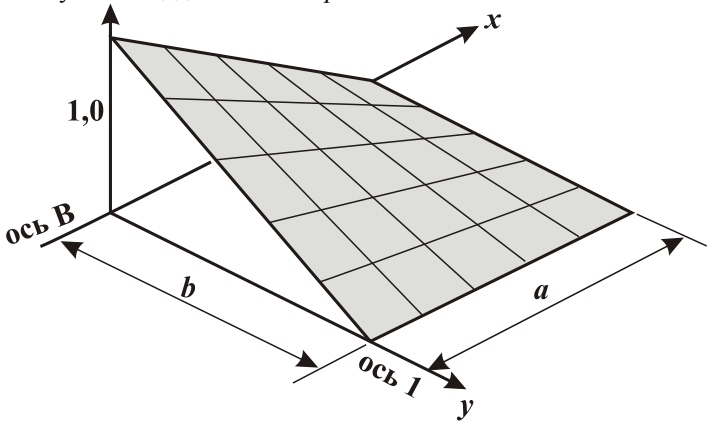


Рис. 3.4. Поверхность влияния сжимающей силы в колонне В1

Точно так же можно убедиться в том, что грузовые площади колонн В2 и Б3 (площади зон 2 и 3) правильно определяются по предложенной методике.

Рассмотрим далее грузовую площадь изгибающего момента в сечении по оси К в главной балке АБ-2.

Поверхность влияния с аппликатами *m* показана на *рис. 3.5* и ее объем равен

$$V^+= 0{,}12\ a\ b^2, \qquad (3.6)$$

а максимальная аппликата $m_{\max}$= 0,24 *b*.

Грузовая площадь изгибающего момента в сечении по оси К в главной балке АБ2

$$A^{+} = V^{+} / m_{\max} = a\, b/2, \qquad (3.7)$$

что соответствует площади участка 4 на *рис. 3.3*.

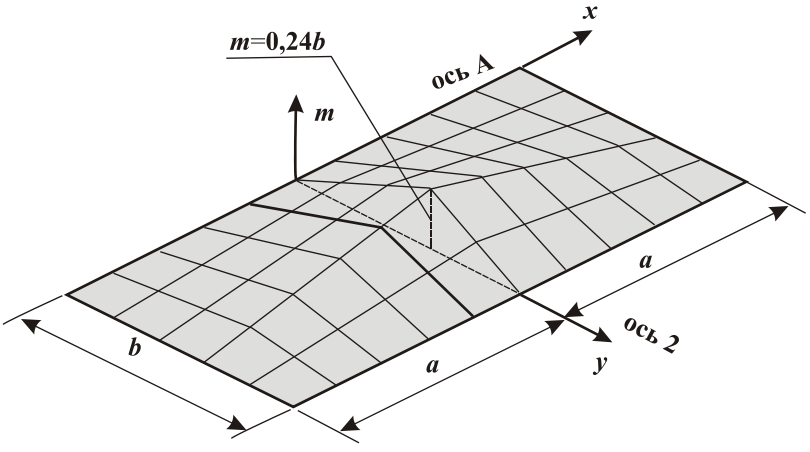


Рис. 3.5. Поверхность влияния изгибающего момента в сечении по оси К для главной балки АБ-2

3.4. Случайное поле нагрузки и грузовая площадь

Рассмотрим модель равномерно распределенной случайной нагрузки на перекрытие в виде случайного некоррелированного поля с такими свойствами. Нагрузка равномерно распределена в том смысле, что суммарная нагрузка на область площадью A, случайная величина, для которой среднее значение и среднеквадратичное уклонение не зависят от формы области и места ее расположения на грузовой площади, а зависят только от площади рассматриваемой области. Эти зависимости определяются по правилам сложения или линейного комбинирования некоррелированных случайных величин.

Пусть q_1, q_2 ,.., q_m - попарно независимые (некоррелированные) случайные величины. Пусть для этих случайных величин средние значения соответственно равны $\overline{q}_1, \overline{q}_2, .., \overline{q}_m$, дисперсии $\widehat{q}_1, \widehat{q}_2, .., \widehat{q}_m$, а их среднеквадратичные уклонения от средних значений - $\hat{q}_1, \hat{q}_2, .., \hat{q}_m$. Рассмотрим линейную комбинацию этих величин с постоянными коэффициентами $c_1, c_2, .., c_m$:

$$b = \sum_{i=1}^{m} c_i q_i \ , \qquad (3.8)$$

являющуюся в свою очередь случайной величиной.

Отсылая читателя за подробностями к [5] и [6], запишем формулы для определения среднего значения $\bar{b}$, дисперсии $\widehat{b}$ и среднеквадратичного уклонения $\hat{b}$ этой величины:

$$\bar{b} = \sum_{i=1}^{m} c_i \bar{q}_i ; \tag{3.9}$$

$$\widehat{b} = \sum_{i=1}^{m} c_i^2 \widehat{q}_i = \sum_{i=1}^{m} c_i^2 \hat{q}_i^2 ; \tag{3.10}$$

$$\hat{b} = \sqrt{\widehat{b}} . \tag{3.11}$$

Возвратимся к перекрытию, загруженному случайной равномерно распределенной нагрузкой. Рассмотрим стандартную площадь A_0 и будем считать, что на эту площадь приходится суммарная нагрузка со средним значением $\bar{Q}_0$ и среднеквадратичным уклонением $\hat{Q}_0$. Раздробим площадь A_0 на m одинаковых зон площадью dA каждая, так что

$$A_0 = m\, dA, \tag{3.12}$$

и зададимся целью найти среднее значение $d\bar{q}$ и дисперсию $d\widehat{q}$ для нагрузки, приходящейся на зону с площадью dA. Полагая в формулах (3.9) – (3.11)

$$\bar{b} = \sum_{i=1}^{m} c_i \bar{q}_i , \tag{3.13}$$

запишем выражения:

$$\bar{Q}_0 = \sum_{i=1}^{m} 1 \cdot d\bar{q} = \bar{q} m ; \quad \hat{Q}_0 = \sqrt{\sum_{i=1}^{m} 1 \cdot \hat{q}^2} = \sqrt{m \cdot \hat{q}^2} = \hat{q}\sqrt{m} . \tag{3.14}$$

Отсюда

$$\bar{q} = \bar{Q}_0 / m = \bar{Q}_0 \frac{dA}{A_0} ; \qquad \hat{q} = \hat{Q}_0 / \sqrt{m} = \hat{Q}_0 \sqrt{\frac{dA}{A_0}} . \tag{3.15}$$

Представим, что в здании, где на перекрытия действует случайная нагрузка, а несущие конструкции здания образуют механическую систему, для которой справедлив принцип независимости действия сил, необходимо определить некоторый фактор Z, линейно зависящий от нагрузки. Для такого фактора можно построить поверхность влияния, определенную на грузовой площади перекрытий Ω с аппликатами z. Разобьем грузовую площадь Ω на небольшие зоны, каждая из которых имеет площадь dA, и представим искомый фактор в виде интеграла.

$$Z = \int_{\Omega} qz \cdot dA , \tag{3.16}$$

где dA – элемент грузовой площади. Сопоставляя (3.16) и (3.8), где ординаты z соответствуют коэффициентам c_i, а элементы нагрузки dq — независимым

случайным величинам q_i, выпишем, пользуясь формулами (3.9) – (3.11), необходимые зависимости, характеризующие усилие Z.

Среднее значение этого фактора определяется интегралом:

$$\bar{Z} = \frac{\bar{Q}_0}{A_0} \int_{\Omega} z dA, \tag{3.17}$$

а среднеквадратичное уклонение определится выражением:

$$\hat{Z} = \frac{\hat{Q}_0}{A_0} \cdot \sqrt{A_0 \int_{\Omega} z^2 dA}. \tag{3.18}$$

Можно написать выражения для максимального и минимального значений искомого фактора Z, если полагать, что они определяются отступлением от среднего значения на k стандартов:

$$Z_{\max} = \frac{\bar{Q}_0}{A_0} \int_{\Omega} z dA + k \frac{\hat{Q}_0}{A_0} \sqrt{A_0 \int_{\Omega} z^2 dA}; \tag{3.19}$$

$$Z_{\min} = \frac{\bar{Q}_0}{A_0} \int_{\Omega} z dA - k \frac{\hat{Q}_0}{A_0} \cdot \sqrt{A_0 \int_{\Omega} z^2 dA}. \tag{3.20}$$

Формулы (3.19) и (3.20) формально являются точными. При пользовании ими нет необходимости загружать отдельно положительные участки поверхностей влияния, чтобы получить максимальное значение искомого фактора, и отдельно отрицательные участки, чтобы получить его минимальное значение. Случайные свойства нагрузки и полученные формулы решают эту проблему. Важно лишь уметь вычислять $\int_{\Omega} z^2 dA$, а это не так просто.

Однако формулой (3.20) пользоваться не рекомендуется, поскольку она не точна практически, по крайней мере, по двум причинам. Главная причина заключается в неточной предпосылке о нормальном законе распределения случайной нагрузки. Ведь кривая плотности нормального распределения простирается от $-\infty$ до $+\infty$ и, таким образом, существует, пусть малая, вероятность появления отрицательной нагрузки, что противоречит здравому смыслу. Это обстоятельство в формуле (3.20) усугубляется тем, что $Z_{\min}$ является разностью близких величин. Поэтому формулой (3.20) пользоваться не следует.

Более правильно будет, по-видимому, все же отдельно загрузить положительные участки поверхности влияния и по результатам этого загружения получить по формуле (3.19) максимальное значение фактора, а затем отдельно загрузить отрицательные участки поверхности влияния и по той же формуле (3.19), корректно меняя знаки, получить минимальное значение фактора. Одновременно будет учтена возможность полного отсутствия нагрузки на части грузовой площади.

Сопоставим формулу (3.19) с формулами (1) и (2) СНиП:

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6/\sqrt{A/A_1}\,; \quad \psi_{A2} = 0,5 + 0,5/\sqrt{A/A_2}\,, \tag{3.21}$$

где ψ_{A1}, ψ_{A2} – понижающие коэффициенты сочетания, применяемые к полным нормативным значениям равномерно распределенных нагрузок (коэффициент ψ_{A1} относится к помещениям, указанным в строках 1, 2 и 8а таблицы 3.1, коэффициент ψ_{A2} — к строкам 4, 7 и 8б той же таблицы);

A – грузовая площадь;

A_1=9 м^2; A_2=36 м^2 – некоторые эталонные площади.

Величины 0,4 и 0,5, по-видимому, можно трактовать как долю среднего значения нагрузки в ее максимальном значении, а 0,6 и 0,5 – как оставшаяся часть нагрузки. Изменчивость нагрузок для помещений, которые связаны с коэффициентом ψ_{A1}, превышает изменчивость нагрузок в помещениях с коэффициентом ψ_{A2}

Обобщая формулы (3.21) и заменяя операцию деления операцией умножения на обратное число, запишем:

$$\psi = \bar{\psi} + \tilde{\psi} \cdot \sqrt{A_i / A}\,. \tag{3.22}$$

Для того, чтобы привести равенство (3.19) к виду (3.22), поделим левую и правую части (3.19) соответственно на левую и правую части следующего равенства:

$$Z_н = q \int_\Omega z dA\,, \tag{3.23}$$

которое выражает значение искомого усилия Z как детерминированную величину через полное нормативное значение равномерно распределенной нагрузки q (взятое из табл. 3 СНиП [8]). В результате получим:

$$\frac{Z_{\max}}{Z_н} = \frac{\bar{Q}_0}{qA_0} + k\frac{\hat{Q}_0}{qA_0}\sqrt{A_0 \int_\Omega z^2 dA / (\int_\Omega z dA)^2}\,. \tag{3.24}$$

Поскольку $\psi = Z_{\max}/Z_н$, приходим к заключению, что

$$\bar{\psi} = \frac{\bar{Q}_0}{qA_0}\,; \quad \hat{\psi} = k\frac{\hat{Q}_0}{qA_0}\,; \quad A_i / A = A_0 \int_\Omega z^2 dA / (\int_\Omega z dA)^2\,. \tag{3.25}$$

Если $A_0 = A_i$, то

$$A = \left(\int_\Omega z dA\right)^2 \Big/ \int_\Omega z^2 dA\,. \tag{3.26}$$

Итак, первый вариант практических рекомендаций, базирующийся на предположении, что $A_0 = A_i$, заключается в том, что грузовая площадь A вычисляется по формуле (3.26). Эквивалентный вариант заключается в том, чтобы пользоваться формулой (3.19), подставляя в нее

$$\frac{\bar{Q}_0}{A_0} = \bar{\psi} q\,; \quad \frac{k\hat{Q}_0}{A_0} = \hat{\psi} q \tag{3.27}$$

и $A_0 = A_i$.

При расчете каркаса многоэтажного здания усилия в колоннах нижних этажей и нагрузки на фундаменты складываются из нагрузок, действующих на различных этажах. Очевидно, что совпадение максимальных значений полезных нагрузок одновременно на всех этажах является крайне мало вероятным, и следует считаться с этим фактом.

Нормы [8] формулами (3) и (4) вводят понижающие коэффициенты

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad \psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}} \tag{3.28}$$

к суммарной нагрузке от n перекрытий для помещений, к которым относятся коэффициенты ψ_{A1} и ψ_{A2} соответственно.

Появление величины $\sqrt{n}$ в формулах (3.28) становится понятным, если считать, что нормы предполагают все этажи здания одинаковыми, и тогда множитель $\sqrt{A_i / A}$ ко второму слагаемому в правой части (3.24) становится равным $\sqrt{1/n}$. По-видимому, в случае, когда этажи имеют разные площади, вместо делителя $\sqrt{n}$ следовало бы употреблять $\sqrt{A_{\text{этажа}} / A_{\text{здания}}}$.

В монографии А.Р. Ржаницына [6] приводится следующая формула для определения коэффициента снижения полезной суммарной нагрузки на колонны первого этажа или фундаменты n-этажного здания:

$$\psi_n = \frac{1}{\gamma_f} + \frac{\gamma_f - 1}{\gamma_f \sqrt{n}} \quad , \tag{3.29}$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке. Для значений γ_f, представленных в СНиП, решение (3.29) дает величину коэффициента ψ_n большую, чем вычисленная по формулам (3.28). Это связано с тем, что автор [6] исходил из представления коэффициента надежности по нагрузке, как

$$\gamma_f = 1 + k\ \hat{q} / \bar{q}\ . \tag{3.30}$$

Тогда, например, по данным В.Ю. Довейка и Б.И. Снарскиса [2], которые получили для нагрузок на перекрытия жилых зданий коэффициент изменчивости порядка 0,25, по (3.29) при $k = 3$ будем иметь $\gamma_f = 1,75$.

Полезно заметить, что при уточнении нагрузок могут меняться константы, входящие в формулу (3.23) из СНиП. Так, например, в нормативном документе [4] для коэффициента ψ_{A1} снижения при грузовой площади большей, чем $A_1 = 36$ м^2, даются такие выражения:

в торговых залах $\Psi = 0,5 + 0,5 / \sqrt{A / A_1}$;

в кладовых $\Psi = 0,7 + 0,3 / \sqrt{A / A_1}$.

Литература

1. Булычев А.П., Десятник Е.И., Семченков А.С., Мещеряков Ю,М. Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли // Строит. механика и расчет сооружений. — 1989. — №3. — С. 57-59.
2. Довейка В.Ю., Снарскис Б.И. Некоторые результаты исследования полезных нагрузок на перекрытия жилых домов // Проблемы надежности в строительном проектировании. — Свердловск: 1972. — С. 45-49.
3. ОНТП 03-86. Окрасочные цехи / Минавтопром СССР. — М.: 1986.
4. Проектирование предприятий розничной торговли. Справочное пособие к СНиП / Минстрой России. — М.: Институт общественных зданий, 1992.
5. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. — М.: Издательство АСВ, 1998. —304 с.
6. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. —М,: Стройиздат, 1971.
7. Складнев Н.Н. Десятник Е.И. Методика назначения расчетных эквивалентных нагрузок на железобетонные сборные перекрытия складских помещений в зданиях торговли // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. — 1986. — №5. — С. 1-6.
8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. —М,: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 36 с.
9. Стрелецкий Н.С., Отставнов В.А., Белышев И.А. Сопоставление временных нагрузок разных стран для жилых и общественных зданий // Методика определения нагрузок на здания и сооружения. — М.: Стройиздат, 1963. — С. 5-28.
10. ANSI/ASCE 7-95. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. — American Society of Civil Engineers, 1996. — 124 p.
11. EN 1991-1-1. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads. — Brussels: CEN, Jul 2002.— 43 p.
12. JCSS: Probabilistic model code. JCSS working materials, http://www.jcss.ethz.ch, 2001.

4. КРАНОВЫЕ НАГРУЗКИ

Практически все производственные здания оснащены грузоподъемным оборудованием, среди которого чаще всего встречаются мостовые (*рис. 4.1, а*) и/или подвесные (*рис. 4.1,б)* краны.

а)



б)



Рис. 4.1. Грузоподъемные механизмы производственных зданий:
а – мостовой кран; *б* – подвесной кран (кран-балка)

Встречаются и другие типы кранов, но к массовым типам, для нагрузок от которых имеются рекомендации норм проектирования, они не относятся, и мы их не будем рассматривать.

4.1. Общие сведения. Режимы работы кранов

Наибольшие воздействия на каркасы производственных зданий, как правило, оказывают мостовые краны. Их грузоподъемность достигает 500-600 тонн, а сосредоточенные силы от давления одного колеса могут иметь порядок сотен тонн.

Классификация мостовых кранов

В зависимости от назначения мостовые краны, которые устанавливаются в промышленных зданиях, подразделяются на следующее основные группы: краны общего назначения, специальные краны и металлургические краны.

1. *Мостовые электрические краны общего назначения* – предназначены для подъема и транспортирования деталей, узлов и изделий, а также для выполнения монтажных операций в производственных цехах машиностроительных и металлургических заводов, на эстакадах, в машинных залах электростанций и т. п. Основными грузозахватными органами кранов общего назначения являются главный и вспомогательный крюки, которые могут перемещаться вертикально, вдоль и поперек цеха. Такие краны, с ***гибким подвесом*** груза, называемые также крюковыми, имеют следующую классификацию:

- ручные крюковые однобалочные и двухбалочные краны;
- электрические крюковые однобалочные краны (четырехколесные);
- электрические двухбалочные краны (четырехколесные)
- электрические крюковые большой грузоподъёмности (многоколесные) (*рис. 4.1, а)*;.

2. *Специальные мостовые краны:*

- магнитные краны – предназначены для подъёма и транспортирования изделий из чёрных металлов, обладающих магнитными свойствами;
- грейферные краны – предназначены для перегрузки, подъёма и транспортировки сыпучих, навалочных и кусковых материалов с помощью грейфера (*рис. 4.2, а*);
- магнитно-грейферные краны – предназначены для перегрузки как ферромагнитных грузов, так и сыпучих и кусковых грузов.

а)



б)



Рис. 4.2. Специальный и металлургический мостовые краны:
а – грейферный кран; *б* – колодцевый кран

3. *Металлургические краны* – особый тип кранов, применяемых в технологическом процессе металлургических и машиностроительных заводов для выполнения подъёмно-транспортных и различных технологических операций. Захватные органы большинства металлургических кранов имеют ***жёсткий подвес*** (*рис. 4.2, б*), благодаря которому обеспечивается механизация управления подъёмно-транспортными операциями крана из кабины машиниста. Перечень металлургических кранов приводится ниже в *табл. 4.4 и 4.5*.

Режимы работы кранов

Краны всех типов передают на поддерживающие их конструкции вертикальные (*F*), горизонтальные поперечные (*T*) и продольные (*P*) нагрузки (*рис. 4.3*).

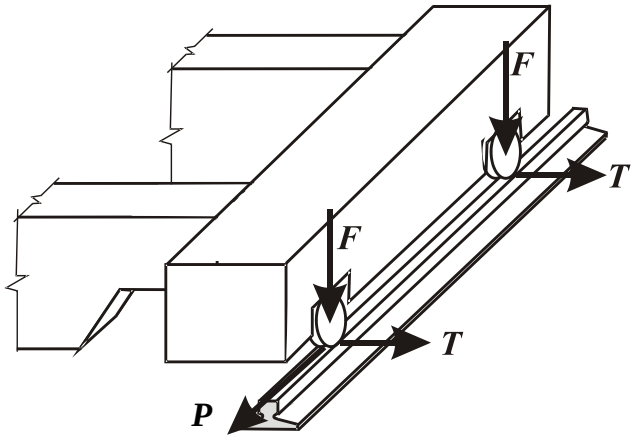


Рис. 4.3. Компоненты крановой нагрузки

Основными параметрами мостовых кранов, влияющими на создаваемые ими нагрузки, являются грузоподъемность, пролет, вид приводов, способ подвеса грузов и группа режимов их работы, которая устанавливается по ГОСТ 25546-82* [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Группа режима работы кранов определяется в зависимости от класса использования и класса нагружения в соответствии с *табл. 4.1*. В таблице указаны также соответствующие режимы работы кранов по международному стандарту ИСО 4301/1-86. Класс использования крана определяется в зависимости от числа циклов работы крана за срок его службы (*табл. 4.2*). Сроки службы кранов устанавливаются в стандартах или технических условиях на

краны конкретных видов. Класс нагружения крана определяется в зависимости от коэффициента нагружения (*табл. 4.3*).

Таблица 4.1

Класс Использования	Группа режима работы кранов для класса нагружения									
	Q0		Q1		Q2		Q3		Q4	
	Г	И	Г	И	Г	И	Г	И	Г	И
C0	-	-	-	-	1К	-	1К	А1	2К	А2
C1	-	-	1К	-	1К	А1	2К	А2	3К	А3
C2	1К	-	1К	А1	2К	А2	3К	А3	4К	А4
C3	1К	-	2К	А2	3К	А3	4К	А4	5К	А5
C4	2К	-	3К	А3	4К	А4	5К	А5	6К	А6
C5	3К	-	4К	А4	5К	А5	6К	А6	7К	А7
C6	4К	-	5К	А5	6К	А6	7К	А7	8К	А8
C7	5К	-	6К	А6	7К	А7	8К	А8	8К	-
C8	6К	-	7К	А7	8К	А8	8К	-	-	-
C9	7К	-	8К	А8	8К	-	-	-	-	-

Таблица 4.2

Класс использования	Общее число циклов работы крана за срок его службы
C0	До $1{,}6\cdot10^4$
C1	Св. $1{,}6\cdot10^4$ до $3{,}2\cdot10^4$
C2	Св. $3{,}2\cdot10^4$ до $6{,}3\cdot10^4$
C3	Св. $6{,}3\cdot10^4$ до $1{,}25\cdot10^5$
C4	Св. $1{,}25\cdot10^5$ до $2{,}5\cdot10^5$
C5	Св. $2{,}5\cdot10^5$ до $5{,}0\cdot10^5$
C6	Св. $5{,}0\cdot10^5$ до $1{,}0\cdot10^6$
C7	Св. $1{,}0\cdot10^6$ до $2{,}0\cdot10^6$
C8	Св. $2{,}0\cdot10^6$ до $4{,}0\cdot10^6$
C9	Св. $4{,}0\cdot10^6$
Примечание. Цикл работы крана состоит из перемещения грузозахватного органа к грузу, подъема и перемещения груза, освобождения грузозахватного органа и возвращения его в исходное положение.	

Таблица 4.3

Класс нагружения	Коэффициент нагружения K_P
Q0	До 0,063
Q1	Св. 0,063 до 0,125
Q2	Св. 0,125 до 0,25
Q	Св. 0,25 до 0,50
Q4	Св. 0,50 до 1,00

Коэффициент нагружения K_P следует вычислять по формуле

$$K_P = \sum \left(\frac{Q_i}{Q_{\text{ном}}} \right)^3 \frac{C_i}{C_T}, \qquad (4.1)$$

где Q_i - масса груза, перемещаемого краном;

C_i - число циклов работы крана с грузом массы Q_i;

$Q_{\text{ном}}$ - номинальная грузоподъемность крана;

C_T - число циклов работы крана за срок его службы, $C_T = \sum C_i$.

При отсутствии в паспорте крана данных о группе режима работы, а также при отсутствии исходных данных, необходимых для определения класса нагружения и коэффициента использования, группу режима допускается определять по данным рекомендуемого перечня кранов, который приводится в приложении к нормативным документам [10, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]. Приведем здесь классификацию кранов (*табл. 4.4*) по группам режимов работы, содержащуюся в СНиП [33].

Для сравнения приводится выдержка из информативного приложения В Еврокода [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] (*табл. 4.5*). Здесь S-класс аналогичен группе режима работы кранов, параметр HC1-HC4 характеризует тип подвеса груза, определяющий динамический характер операций с грузом и грузозахватным органом.

В отличие от классификации кранов, приведенной в отечественных нормативных документах (*табл. 4.4*), Еврокод дает более широкий перечень кранов различного назначения. Кроме кранов производственных зданий разного назначения, приведенных в данной выборочной *табл. 4.5*, Еврокод приводит параметры портальных и полупортальных, кабельных, плавучих, корабельных, башенных, монтажных кранов, деррик-кранов и автомобильных кранов. В этом отношении *табл. 4.5* ассоциируется с классификацией кранов по группам режимов, приведенной в ГОСТ 25546-82 [6].

В соответствии со СНиП 2.01.07-85 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] крановая нагрузка относится к основным воздействиям и имеет как кратковременную, так и длительную составляющие. Кратковременными считаются нагрузки от мостовых кранов с полным нормативным значением. К длительной составляющей крановой нагрузки относят вертикальные нагрузки от мостовых кранов с пониженным нормативным значением, которое определяется умножением полного нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана на понижающий коэффициент, который зависит от группы режима работы крана.

Европейские нормы Еврокод-1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] делят силовые воздействия от крановых нагрузок на постоянные (permanent), переменные (variable) и аварийные (accidental).

Переменные воздействия включают вертикальные нагрузки от веса крана и подвесного оборудования, а также горизонтальные нагрузки от перекоса крана, инерционные силы от ускорения и торможения крана и другие динамические эффекты.

Таблица 4.4

Краны	Группы режимов работы	Условия использования
Ручные всех видов	1К — 3К	Любые
С приводными подвесными талями, в том числе с навесными захватами		Ремонтные и перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Машинные залы электростанций, монтажные работы, перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами	4К — 6К	Перегрузочные работы средней интенсивности, технологические работы в механических цехах, склады готовых изделий предприятий строительных материалов, склады металлосбыта
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Смешанные склады, работа с разнообразными грузами
Магнитные		Склады полуфабрикатов, работа с разнообразными грузами
Закалочные, ковочные, штыревые, литейные	7К	Цехи металлургических предприятий
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при работе в одну или две смены)
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Технологические краны при круглосуточной работе
Траверсные, мульдогрейферные, мульдозавалочные, для раздевания слитков, копровые, ваграночные, колодцевые	8К	Цехи металлургических предприятий
Магнитные		Цехи и склады металлургических предприятий, крупные металлобазы с однородными грузами
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при круглосуточной работе)

Аварийные воздействия включают нагрузки от удара крана об упоры и от наезда крана грузозахватным устройством на препятствие.

Для условий испытаний крана нормы [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] регламентируют для несущих конструкций соответствующую испытательную нагрузку.

Таблица 4.5

№ п/п	Тип кранов	Тип подвеса груза	S-класс
1	Ручные	HC1	S0,S1
2	Сборочные краны	HC1,HC2	S0,S1
3	Краны электростанций	HC1	S1,S2
4	Складские краны периодического действия	HC2	S4
5	Складские краны, краны с траверсами, краны скрапных дворов - непрерывного действия	HC3,HC4	S6,S7
6	Цеховые краны	HC2,HC3	S3,S4
7	Мостовые краны, копровые краны – с грейфером или магнитом	HC3,HC4	S6,S7
8	Литейные краны	HC2,HC3	S6,S7
9	Краны нагревательных колодцев	HC3,HC4	S7,S8
10	Стриппер-краны, загрузочные краны	HC4	S8,S9
11	Кузнечные краны	HC4	S6,S7

4.2. Вертикальные давления колес крана

Определение согласно СНиП

Вертикальные нагрузки, передаваемые колесами кранов на балки кранового пути, принимают в соответствии с ГОСТами на краны или по данным, указанным в крановых паспортах заводов-изготовителей. При отсутствии таких данных нормативные давления на колесо крана могут быть определены по следующим элементарным формулам (*рис. 4.4*):

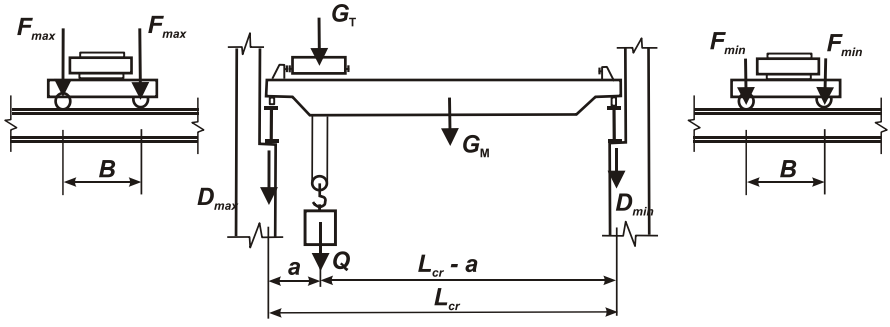


Рис. 4.4. К определению давлений колес мостового крана

а) максимальное давление на стороне крана, к которой максимально приближена тележка с грузом:

$$F_{\max}^{n} = \left[\frac{G_M}{2} + \frac{Q + G_T \quad L_{cr} - a}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0}, \tag{4.2}$$

где Q – грузоподъемность крана, G_M – вес моста крана, G_T – вес тележки крана, L_{cr} – пролет крана, a – минимальное приближение крюка крана к оси кранового рельса, n_0 – число колес на одной стороне крана;

б) минимальное давление на колесо на противоположной стороне крана

$$F_{\min}^{n} = \left[\frac{G_M}{2} + \frac{Q + G_T \quad a}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0} \tag{4.3}$$

Аналогичный результат дает формула

$$F_{\min}^{n} = \frac{Q + G_T + G_M}{n_0} - F_{\max}^{n}. \tag{4.4}$$

Для многоколесных кранов давления колес могут незначительно различаться, и на практике обычно принимают в расчет средние максимальные и минимальные давления колес.

В европейских нормах Еврокод-1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] давления колес обозначаются Q_r, определяются аналогично, однако отдельно для груженого крана и крана без груза (*рис. 4.5*).

Коэффициент по надежности для крановых нагрузок принимается равным γ_f = 1,10. В СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] также указываются дополнительные коэффициенты для давлений отдельных колес γ_{f1} = 1,1 ... 1,6 и динамические коэффициенты k_d= 1,1 ... 1,2 (см. подробно ниже).

Вертикальные нагрузки предписывается принимать:

- на каждом пути не более чем от двух кранов с введением коэффициентов сочетаний ψ =0,85 для групп режимов кранов 1К – 6К и ψ = 0,95 для групп режимов кранов 7К, 8К;

- при совмещении в одном створе кранов разных пролетов – не более чем от четырех кранов, с учетом коэффициентов сочетаний ψ =0,70 для групп режимов кранов 1К – 6К и ψ =0,80 для групп режимов кранов 7К, 8К.

С учетом приведенных коэффициентов расчетная вертикальная нагрузка, например, на поперечную раму промышленного здания определится как

$$D_{\max} = \gamma_f \psi F^n_{\max} \sum_{i=1}^{n} y_i + G_{nk}; \quad D_{\min} = \gamma_f \psi F^n_{\min} \sum_{i=1}^{n} y_i + G_{nk}, \tag{4.5}$$

где $\sum_{i=1}^{n} y_i$ – сумма ординат линии влияния опорного давления на колонну;

G_{nk} – вес подкрановых конструкций.

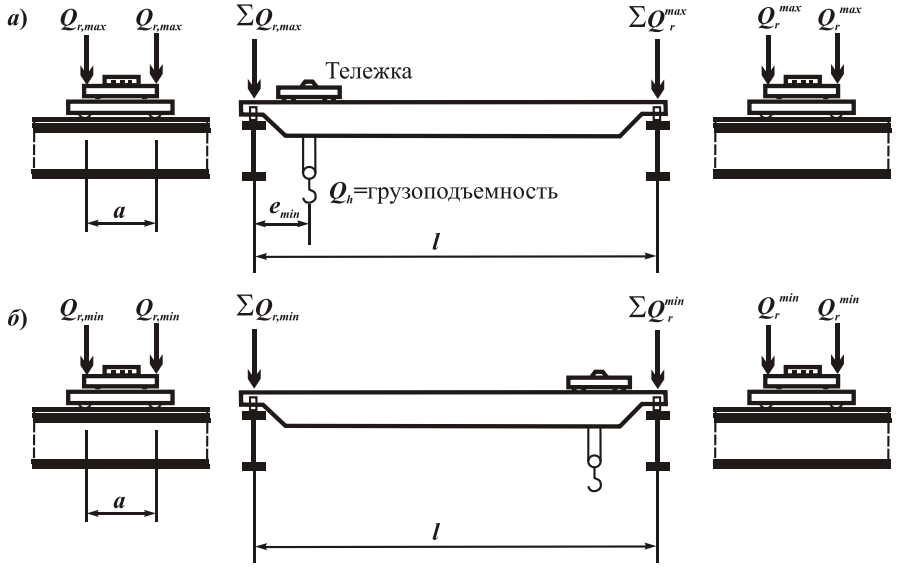


Рис. 4.5. Схемы для определения вертикальных крановых нагрузок на крановые пути согласно Еврокоду: *а* – положение загруженного крана для определения максимальных нагрузок: *б* – то же для минимальных нагрузок

В отличие от СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] европейские нормы Еврокод-1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] допускают учет вертикальных нагрузок на одном пути от трех кранов, при двухъярусном расположении – от четырех кранов, в многопролетных зданиях – от шести кранов (*табл. 4.6*).

Таблица 4.6

Крановая нагрузка	Количество кранов, учитываемых в расчете, при их расположении:		
	на одном пути	в двух ярусах	в разных пролетах

Вертикальная	3	4	4	2
Горизонтальная	2	2	2	2

Прогибы балок крановых путей необходимо проверять на нормативную нагрузку от одного крана. Расчет конструкций на выносливость рекомендуется выполнять на нормативную вертикальную нагрузку от одного крана, умноженную на понижающий коэффициент:

- 0,5 – для групп режимов работы кранов 4К - 6К;
- 0,6 - для группы режима работы кранов 7К;
- 0,7 - для группы режима работы кранов 8К.

Европейские нормы [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7], в отличие от СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [33], содержат более развернутый подход к определению крановых нагрузок в расчетах выносливости конструкций. Будучи по сути достаточно традиционным (см., например, работы крановщиков [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]), данный подход базируется на использовании эквивалентной нагрузки, определяемой как

$$Q_{e,\ i} = \varphi_{fat}\beta_i Q_{\max,i}, \tag{4.6}$$

где: $Q_{e,i}$ - максимальное значение характеристической вертикальной крановой нагрузки;

$\varphi_i = \varphi_{1,i}\varphi_{2,i}$ - приведенный коэффициент усталости, учитывающий соответствующий стандартизованный спектр нагрузки и число циклов нагрузки в отношении к эталонному числу $N = 2\cdot 10^6$ циклов;

$$\varphi_{1,\ i} = \sqrt[m]{kQ} = \left\{ \sum_j \left[\left(\frac{\Delta Q_{i,\ j}}{\max \Delta Q_i} \right)^m \frac{n_{i,\ j}}{\sum n_{i,\ j}} \right] \right\}^{1/m}; \tag{4.7}$$

$$\varphi_{2,i} = \left(\frac{\sum_j n_{i,j}}{N_i} \right)^{1/m}, \tag{4.8}$$

где $\Delta Q_{i,j} = Q_{i,j} - Q_{\min,i}$ - амплитуда нагрузки j-го уровня для i-го колеса;

$\max \Delta Q_i = Q_{\max,i} - Q_{\min,i}$ - максимальная амплитуда нагрузки для i-го колеса;

kQ - параметр спектра нагружения (приведенная нагрузка); здесь коэффициент приведения k аналогичен коэффициенту нагружения K_P в ГОСТ 25546—82 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] (см. формулу (4.1));

m - параметр усталостной кривой (m=3 для нормальных напряжений и m=5 для касательных напряжений);

$N_i = 2 \cdot 10^6$;

φ_{fat} - приведенный динамический коэффициент усталости, равный для нормальных условий

$$\varphi_{fat} = \frac{1+\varphi_1}{2}; \quad \varphi_{fat,2} = \frac{1+\varphi_2}{2}. \tag{4.9}$$

Коэффициент β_i находится в интервале 0,198 – 1,587 для нормальных напряжений и в интервале 0,379 – 1,320 для касательных напряжений, в зависимости от класса крана $S0 - S9$.

Учет особенностей технологического процесса

Мостовые и подвесные краны являются элементами технологического оборудования и функционируют в составе технологического процесса, происходящего в производственном здании (или на крановой эстакаде). В связи с необходимостью в процессе работы поднимать разные грузы и перемещать их по длине и пролету цеха, краны в процессе работы передают на конструкции нагрузки различной величины. Обоснованно принято считать, что характер изменения крановых нагрузок – случайный как по величине, так и в пространстве и во времени. Тем не менее, можно выделить некоторые общие особенности нагрузок от кранов, определяемые обслуживаемым ними технологическим процессом, позволяющие уточнить величины нагрузок по сравнению с общей формулой (4.2), вскрыть возможности их снижения, что особенно важно при изменении технологии производства и реконструкции производственных зданий.

А. Учет ограничения приближения тележки крана. При определении вертикальных крановых нагрузок допускается учитывать фактическое размещение зон обслуживания крана и фактическое приближение тележки к ряду колонн, если размещение и габариты постоянно установленного в здании оборудования таковы, что нарушение этих ограничений физически невозможно, или же в соответствующих местах установлены ограничители перемещений кранов по путям и тележек по мосту крана (упоры).

Если фактическое приближение тележек мостовых кранов к рассматриваемому ряду, равное $y_{\min} = a + pL_{cr}$, превышает паспортное минимальное приближение *a,* то вертикальная крановая нагрузка (на отдельное колесо крана или конструкцию) рассматриваемого ряда может быть снижена путем умножения на коэффициент K_y, определяемый по формуле

$$K_y = 1 - \frac{pL_{cr}\ \ Q + G_T\ /G_M}{2L_{cr} + \ Q + G_T\ \ L_{cr} - a\ /G_M}. \tag{4.10}$$

При выводе данной формулы полагалось приближенно, что вероятностный характер вертикальных давлений колес кранов при ограниченном габарите приближения тележки и при отсутствии ограничений (обычный случай)

остается одинаковым [27, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**8]. Это предположение приводит к некоторому завышению коэффициента K_y (*табл.4.7*).

Несколько меньшие значения этого коэффициента были получены в результате численного вероятностного эксперимента для кранов различной грузоподъемности, в котором вес груза на крюке крана описывался нормальным законом, а положение тележки на мосту крана – равномерным распределением [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**8]. Некоторые из полученных распределений давлений колес показаны на *рис. 4.6.*

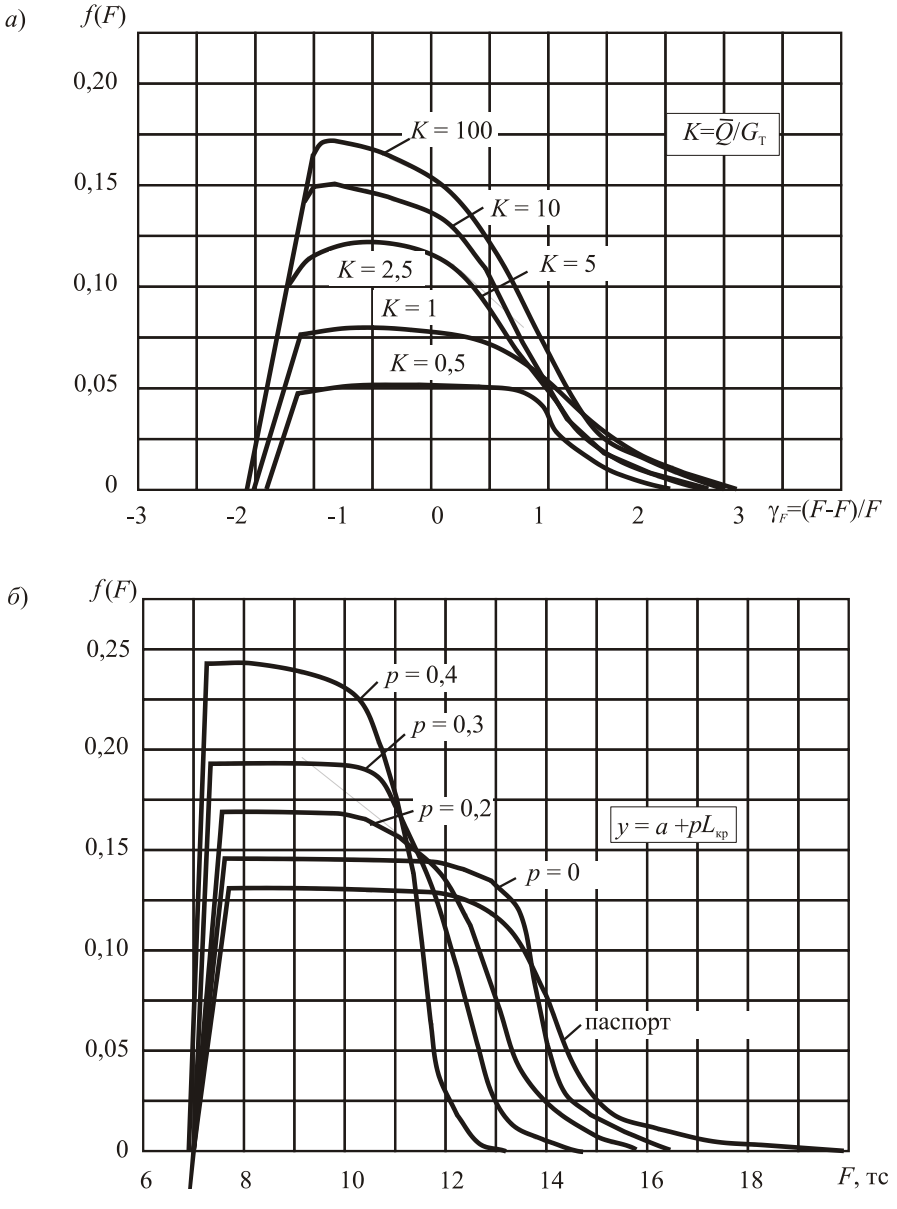


Рис. 4.6. Влияние на вертикальное давление колеса крана: *а* – отношения грузоподъемности к весу тележки; *б* – приближения тележки

При ограничении приближения тележки эти распределения, естественно, сужаются, наглядно показывая возможность снижения нормативных давлений колес введением понижающего коэффициента, определяемого как

$$K_y = F^n\ \ y,P\ \big/ F^n\ \ a,P\ , \qquad (4.11)$$

где $F^n\ \ a,P\ , F^n\ \ y,P\ $ — нормативные давления колес при одной и той же обеспеченности (вероятности непревышения) [P] соответственно при паспортном приближении тележки к рассматриваемому ряду a и при ограничении приближения $y = a + pL_{cr}$.

Анализ показал, что на величины коэффициента K_y практически не влияет уровень обеспеченности [P] и слабо влияет грузоподъемность кранов. Интервалы полученных числовых значений коэффициента K_y для кранов грузоподъемностью Q = 20/5-100/20 тс приведены в *табл. 4.7*

Таблица 4.7

Параметр ограничения приближения тележки p	Коэффициенты K_y	
	По формуле (4.10)	По формуле (4.11)
0,1	0,951 ... 0,965	0,869 ... 0,928
0,2	0,902 ... 0,930	0,793 ... 0,860
0,3	0,853 ... 0,894	0,717 ... 0,791
0,4	0,810 ... 0,858	0,642 ... 0,724

Формула (4.10), дающая оценку сверху для коэффициента K_y, была включена в ДБН 362-92 для конструкций производственных зданий и сооружений, находящихся в эксплуатации [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], и в нормы проектирования ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» [10].

Аналогичные подходы к данному вопросу использованы в работах [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**2]. В качестве примера, подтверждающего приведенные рекомендации, укажем полученные Ю.А. Зданевичем [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**2] экспериментальные значения коэффициента K_y для сталеплавильных цехов, в которых приближения тележек кранов существенно ограничиваются выступами сталеплавильных печей, габаритами ковшей, размерами желобов и т.д. При приближении a_i главной тележки с наполненным ковшом, которое больше паспортного значения l_{i1} на величину Δa, коэффициент снижения уровня нагрузки на конструкции предложено определять по формуле:

$$K_y = \eta\left[1 - \frac{\Delta a}{(1-k_0)L_{cr} - l_{i1}}\right], \qquad (4.12)$$

где $\eta = 1{,}02...1{,}05$ – коэффициент, учитывающий зависимость положения вспомогательной тележки массой G_{T2} от размещения тележки главного подъема массой G_{T1};

$k_0 = 0{,}5(G_M + G_{T2})/(G_{T1} + Q)$, G_M – масса моста крана; Q – грузоподъемность крана.

Определенные с учетом технологических факторов коэффициенты получились равными:

- крайний ряд разливочного пролета - K_y = 0,70 ... 0,93;
- средний ряд разливочного пролета - K_y = 0,83 ... 0,93;
- средний ряд печного пролета от заливочных кранов - K_y = 0,83 ... 0,93.

Ю.А. Зданевич обобщил приведенные значения и рекомендовал определять коэффициент K_y по формуле (4.12) в интервале 0,70…1,00 для мартеновских цехов с разливочными кранами грузоподъемностью 125…630 тс и заливочными кранами грузоподъемностью 125 и 180 тс, а также для конвертерных цехов с разливочными и заливочными кранами грузоподъемностью 180 и 400 тс [32].

Е.В. Гороховым и И.Р. Руховичем (ДонНАСА) были получены аналогичные результаты для разливочного пролета одного из металлургических заводов: для крайнего ряда колонн K_y = 0,94; для среднего ряда колонн K_y = 0,92 [5].

Б. Разная загрузка рядов. Различие вертикальных давлений колес, расположенных с разных сторон кранового моста, может вызываться также особенностями технологического процесса, стабильно протекающего в рассматриваемом пролете производственного здания. В качестве примера снова приведем разливочный пролет мартеновского цеха, где основная масса технологических операций разливочных кранов выполняется с тележками, приближенными к крайнему ряду, вдоль которого располагаются «горячие» пути подачи изложниц. В результате этого опытные распределения вертикальных крановых нагрузок, передающихся на конструкции крайнего и среднего рядов разливочного пролета, существенно различаются (*рис. 4.7*) [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Согласно опытным данным, недогрузка конструкций средних рядов мартеновских цехов может быть учтена введением понижающих коэффициентов:

- для нагрузок кранов разливочного пролета – K_T=0,80 ... 0,85;
- то же, заливочных кранов печного пролета - K_T=0,70 ... 0,90;
- то же, завалочных кранов – K_T=0,65.



Рис. 4.7. Распределение вертикальных крановых нагрузок (разливочный пролет мартеновского цеха): 1 – колонны крайнего ряда; 2 – колонны среднего ряда

Б.Н Кошутин отметил, что для всех цехов металлоконструкций, механических и механосборочных моды полигонов совпадают для обоих рядов одного пролета, то есть они находятся в одинаковых условиях эксплуатации. В то же время в металлургических, литейных и кузнечно-прессовых цехах различных рядов обычно имеется разница в модах, что делает возможным выделение из ряда с более напряженным режимом эксплуатации [11].

Экспериментальные данные по вертикальным крановым нагрузкам, полученные Б.Н. Кошутиным, позволяют вычислить коэффициенты загрузки рядов колонн K_T для ряда цехов (*табл. 4.8*).

Таблица 4.8

Цех, пролет	Ряд	Среднее	Коэффициент перегрузки	Коэффициент загрузки рядов колонн K_T	
				По средним значениям	По коэффициентам перегрузки
Разливочный пролет	Г	0,47	0,98	0,72	0,60
	Д	0,34	0,58		
Прессовый пролет	П	0,40	0,71	0,72	0,70
	Ч	0,55	1,02		
Тяжелопрессовый пролет	А	0,45	1,08	0,78	0,83
	Б	0,35	0,90		

Как видно, в ряде цехов имеются возможности для некоторого понижения вертикальных нагрузок, что приведет к снижению веса строительных конструкций.

Неравномерную загрузку конструкций разных рядов металлургических цехов отметил также В.И. Камбаров (ЧПИ).

В. Влияние технологии производства на крановые нагрузки. Размеры рабочих и не обслуживаемых зон, характер крановых нагрузок и схемы за-

гружения конструкций отчетливо определяются особенностями технологического процесса. Учитывая это, А.И. Кикин выделил несколько дифференцированных расчетных схем загружения вертикальной нагрузкой в металлургических цехах [11]:

1) два сближенных груженных крана, то есть, рекомендуемая нормами схема – для зданий нагревательных колодцев, складов заготовок и готовой продукции, стрипперных цехов;

2) один груженый кран и другой с неполным грузом – для разливочных пролетов мартеновских цехов, шихтовых дворов;

3) один груженый и один порожний кран – для зданий миксеров, печных пролетов мартеновских цехов;

4) один груженый кран меньшей грузоподъемности и один порожний кран меньшей грузоподъемности, или один кран большей грузоподъемности – для зданий блюминга, прокатных станов и ремонтных цехов.

Учет в расчетах приведенных схем дает возможность в ряде случаев уменьшить расчетную вертикальную нагрузку на подкрановые пути на 10…45 %. При этом А.И. Кикин отмечает большое число случаев перегрузки конструкций кранов и подкрановых путей мартеновских цехов вследствие роста производительности мартеновских печей и увеличении веса их плавки.

Натурные наблюдения в сталеплавильных цехах показали, что обычно применяемая в расчетах модель двух сближенных кранов при минимальных паспортных приближениях главной тележки к подкрановым балкам не всегда соответствует фактически применяемой технологии перемещений наполненных ковшей [32]. Это связано с тем, что наличие нескольких кранов в пролете предопределяет стесненность их работы. Так, в печном пролете заливку чугуна в печь производят обычно из одного ковша, причем траектории передачи наполненного ковша к точке заливки чугуна в печь достаточно стабильны. В разливочном пролете одновременный подъем двух ковшей с жидким металлом у одной печи невозможен из-за превышения размером базы крана расстояния между осями стендов. Изучение транспортных схем перемещений наполненных ковшей в сталеплавильных цехах, отличающихся стабильностью, позволяют также обоснованно определить неблагоприятные сочетания вертикальных крановых нагрузок. В частности, особые случаи вертикальных нагрузок на подкрановые конструкции среднего ряда возникают при ремонте одного из разливочных кранов без остановки технологического процесса перемещения наполненных ковшей.

В электросталеплавильных цехах технологические потоки также монотонны и строго зонированы по участкам [31]. Различные технологические операции могут одновременно выполняться на небольшом по протяженности участке. Довольно часты случаев совместной работы двух кранов на одной подкрановой балке, совместные проезды двух и даже трех кранов на одной балке, частые проезды кранов в сторону тупиков пролета, вызванные необходимостью «уступать» дорогу другому крану.

В прокатных цехах (складские пролеты) мостовые краны редко приближаются к торцевым участкам цехов, а интенсивно работают вблизи рольгангов и в средних частях рабочих зон, что приводит к неравномерной загрузке колонн в каждом ряду. Анализ технологических особенностей прокатных цехов позволил выделить три характерные схемы расположения на железнодорожных путях составов, в которые производится погрузка-выгрузка стального листа и труб: первая – вдоль среднего ряда; вторая – вдоль крайних рядов; третья (промежуточная) – один состав вдоль крайнего ряда и другой – вдоль среднего ряда. Указанные разные технологические схемы формируют различные полигоны распределения вертикальных усилий колес мостовых кранов [14].

Приведенные примеры наглядно демонстрируют, как технологические особенности формируют специфическую картину крановых воздействий на подкрановые балки и каркас производственных зданий.

Г. Определение вертикальных крановых нагрузок по результатам взвешивания. В реальных условиях в необходимых случаях (отсутствие паспортных данных крана, реконструкция крана, решение вопроса о возможности повышения грузоподъемности и т. п.) нормативные весовые параметры конкретного крана (вес моста G_M и вес тележки G_T) могут определяться путем взвешивания. Тогда расчетное вертикальное давление колеса данного мостового крана может быть определено с учетом фактических особенностей по формуле [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]

$$F = \left[\frac{\gamma_{cr} G_M}{2} + \frac{\gamma_Q Q + \gamma_{cr} Q_T \quad L_{cr} - y_{\min}}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0}, \qquad (4.13)$$

где Q — максимальная величина фактически поднимаемого груза на крюке крана;

$y_{\min}$— фактическое минимально возможное расстояние от оси тележки до оси рассматриваемого ряда (см. пояснения к формуле (4.10));

γ_{cr} — коэффициент надежности по собственному весу тележки и моста крана, принимаемый γ_{cr} =1,0, при определении веса по результатам взвешивания и γ_{cr} =1,05 – при определении веса по паспортным данным;

γ_Q — коэффициент надежности по поднимаемому грузу, принимаемый по *табл. 4.9.*

В некоторых случаях поднимаемый груз систематически изменяется во времени, например, вес ковшей с расплавленным металлом, поднимаемых литейными кранами. В процессе эксплуатации футеровка ковшей изнашивается, и вес металла в ковше увеличивается. Изучение фактических весовых характеристик большого количества заполненных сталеразливочных ковшей во время плавок на металлургических заводах Украины позволило рекомен-

довать следующий переменный коэффициент надежности нагрузки от сталеразливочных кранов [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**2]:

$$\gamma_Q = 1.01 + \left(\frac{\rho_{ст}}{\rho_ф} - 1 \right) \frac{G_ф}{Q_к} K_{иф.}, \qquad (4.14)$$

где $G_ф$— вес футеровки ковша; $Q_к$— вес нормально заполненного ковша; $K_{и.ф}$ — коэффициент износа футеровки, достигающий 50 ... 55%; $\rho_{ст}$ — плотность стали; $\rho_ф$ — плотность футеровки, равная 2,25 т/м^3 для огнеупорного шамотного ковшового кирпича.

С учетом того, что изношенную рабочую футеровку стен и днища ковшей заменяют через 10 ... 20 плавок, по приведенной формуле получено значение γ_Q =1,05 для случая равномерного распределения стали по двум ковшам и γ_Q =1,11 для остальных возможных технологических ситуаций.

Таблица 4.9

Тип и грузоподъемность кранов	Поднимаемый груз	Условия погрузки	Коэффициент γ_Q для кранов с режимной группой по ГОСТ 25546-82			
			1К, 2К	3К, 4К	5К	6К-8К
Крюковые грузоподъемностью, тс до 5 от 5 до 12,5 от 12,5 до 20 свыше 20	Штучные грузы	—	 1,15 1,10 1,10 1,10	 1,25 1,20 1,15 1,10	 1,35 1,25 1,20 1,15	 1,50 1,50 1,40 1,30
Грейферные	Щебень, уголь и другие нелипкие и несвязные материалы	Из штабеля	—	1,10	1,10	1,10
		Из приямка с водой	—	1,40	1,40	1,40
Магнитные	Скрап стальной, чугун в чушках	С неметаллического основания	—	1,30	1,30	1,30
		С металлического основания	—	1,50	1,60	1,70
	Стальной прокат	С решетчатого основания	—	1,40	1,50	1,60

		Со сплошного металлического основания	—	1,60	1,70	1,80

Неравномерность давлений колес кранов

Фактические вертикальные давления на отдельные колеса кранов могут существенно отличаться от паспортных значений или величин, определенных по формулам (4.2) – (4.4). Дело в том, что мостовой кран представляет собой статически неопределимую пространственную систему, имеющую в вертикальном направлении достаточно большую жесткость. Поэтому, например, реальный 4-х колесный кран при движении по реальным путям в отдельные моменты может опираться на рельсы в трех и даже в двух точках (расположенных по диагонали моста). Вследствие этого нагрузки на колеса мостовых кранов могут изменяться как в сторону увеличения, так и уменьшения. Образующийся при этом зазор между колесом и рельсом был назван *реализованным.*

Причинами такого эффекта являются возможный перекос конструкции крана, допущенный при его изготовлении и монтаже, прогибы подкрановых балок, деформации колонн и оснований фундаментов и, главным образом, — неровности крановых путей, массовые в реальных условиях эксплуатации. В определенной мере такие неровности допускаются нормами монтажа и эксплуатации мостовых кранов и подкрановых путей: допускается разница отметок головок крановых рельсов в одном створе колонн 15…25мм, на соседних колоннах – 10…20мм и уклоны путей 1/1000 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Однако натурные обследования крановых путей действующих промышленных зданий выявили значительно большие продольные уклоны, отклонения по вертикали от проектного положения и разности отметок путей в поперечном направлении до 50 …100 мм [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Первые экспериментальные количественные результаты по этому вопросу были получены А.И. Кикиным еще в довоенные годы [11], впоследствии факт разницы давлений колес мостовых кранов подтвердили Б.Н. Кошутин и А.В. Фигаровский (МИСИ) [12].

Детально исследовал эту особенность вертикальной крановой нагрузки Валь В.Н. [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], который применил методику взвешивания кранов в испытаниях 26 кранов грузоподъемностью от 5 до 225 тс. Он предложил учитывать увеличение давления колеса мостового крана *коэффициентом неравномерности*

$$\gamma_H = 1 + \Delta F / F^n , \qquad (4.15)$$

где ΔF — увеличение давления колеса; F^n — максимальное нормативное давление колеса.

Испытания В.Н. Валя с подъемом колес кранов на различную высоту позволили выявить практически линейную зависимость ΔF от величины вертикального перемещения колеса. Учитывая это, расчетный коэффициент неравномерности был представлен в следующем виде:

$$\gamma_H = 1 + \frac{u\Delta}{F^n}, \tag{4.16}$$

где u – изгибно-крутильная характеристика моста крана, равная изменению давления колеса при его вертикальном перемещении на 1 см;

Δ – реализованный зазор, см.

С учетом сравнительно небольшой поправки к характеристике «u» (0,237…0,274) и изменения давления вследствие прогиба подкрановых балок $\Delta F'$ коэффициент неравномерности вертикальных давлений колес был определен следующей формулой:

$$\gamma_H = 1 + (0{,}0058uB + \Delta F')/F^n, \tag{4.17}$$

где B – база крана, см.

На основе этой формулы и анализа приведенных выше факторов были определены коэффициенты неравномерности для четырехколесных кранов общего назначения грузоподъемностью 5…50 тс, пролетами 10,5…11,0 м; 19,5…20,0 м; 28,5…29,0 м. Геометрические характеристики определялись по чертежам кранов, выпускавшихся заводами: в Узловой, Харькове, Ташкенте, Комсомольске-на-Амуре. В расчетах учитывалось также влияние прогибов подкрановых балок

На основе анализа этих факторов В.Н. Валь рекомендует следующие значения коэффициента неравномерности давлений на отдельные колеса кранов:

γ_H =1,3 – для кранов грузоподъемностью до 5 тс;

γ_H =1,2 - для кранов грузоподъемностью 10 ... 50 тс;

γ_H =1,1 - для кранов грузоподъемностью 75 ... 200 тс;

γ_H =1,0 - для кранов грузоподъемностью свыше 200 тс.

Данный коэффициент можно считать составной частью повышающего коэффициента γ_{fl} (см. п. 4.8 СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]), вводимого при учете давления отдельного колеса крана на подкрановые конструкции.

Имеются работы, в которых приводятся несколько большие значения коэффициента неравномерности давлений колес кранов с гибким подвесом груза: γ_H =1,2 ... 1,45 – для кранов грузоподъемностью 5…50 тс групп режимов 4К...8К и γ_H =1,1 для кранов групп режимов 1К...3К и грузоподъемностью более 50 тс остальных групп режимов работы кранов [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Для мостовых кранов машиностроительных цехов грузоподъемностью 30 ... 200 тс получены значения коэффициента неравномерности давлений в диапазоне γ_H =1,05 ... 1,42 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Фактор перераспределения давлений отдельных колес кранов оказывает существенное влияние на местное напряженное состояние подкрановых конструкций, что и учитывается нормами проектирования [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]. Однако в ряде случаев неравномерность давлений может заметно увеличить усилия в конструкциях в зависимости от соотношения размеров кранов и подкрановых конструкций. В частности, при действии одного крана такое увеличение оценивается коэффициентом [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]

$$\gamma_{H1} = \frac{l_1 - 2K + \gamma_H K}{l_1 - K}, \qquad (4.18)$$

где K – база крана, l_1 – длина линии влияния.

Например, при γ_H = 1,3 для крана с базой 4,0 м при длине линии влияния 12,0 м для подкрановой балки γ_{H1} = 1,16, при длине линии влияния 24,0 м для колонны γ_{H1} = 1,06.

При отношении $K / l_1 \geq 0{,}5$ коэффициент $\gamma_H = \gamma_{H1}$, по мере роста длины линий влияния увеличение усилий от неравномерности давлений колес заметно снижается. В случае двух мостовых кранов влияние неравномерности давлений колес на величину усилий в конструкциях зависит от наличия и соотношения уклонов подкрановых путей.

Аналогичные соображения относятся и к многоколесным кранам, для которых коэффициент неравномерности γ_H следует относить к давлениям на балансиры; при этом значения этого коэффициента для подобных кранов значительно меньше, чем для четырехколесных кранов.

В общем, можно отметить, что неравномерность давлений колес кранов, существенно влияющая на местную прочность подкрановых конструкций, должна учитываться при оценке общей прочности только балок пролетом 6 м.

Динамический характер вертикальных крановых нагрузок

А. Общий динамический коэффициент. Кроме статического действия работа кранов вызывает колебания и соответствующие динамические усилия и перемещения поддерживающих конструкций. В качестве примера на *рис. 4.8* приведены характерные записи прогибов подкрановых балок при проездах мостовых кранов, где четко прослеживается динамическая составляющая. Динамический эффект от крановой нагрузки вызывается в основном ударными воздействиями катков крана при его движении по путям с неровностями. Некоторое влияние может оказывать вращение неуравновешенных частей механизмов крана.

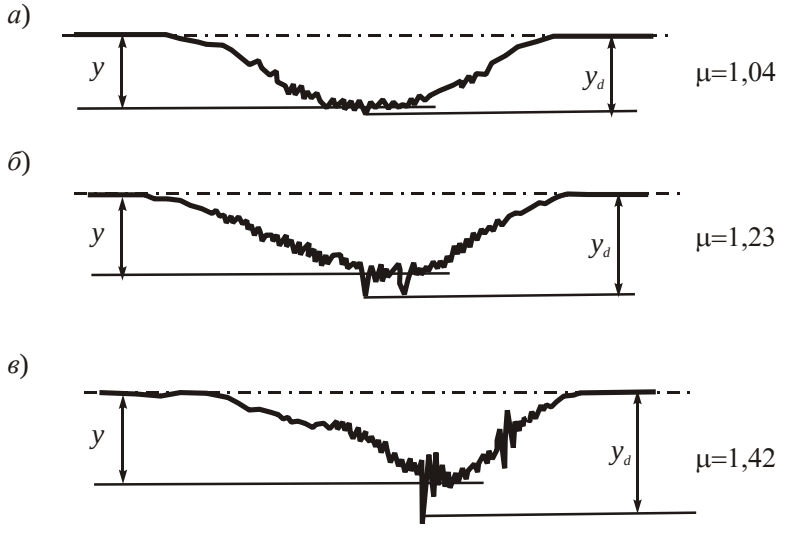


Рис. 4.8. Запись прогибов подкрановых балок при проходе кранов [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]:
а – при хорошем состоянии путей; *б* – при наличии стыка рельсов; *в* – при дефекте колеса крана

Действующими нормами [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] динамический характер вертикальных крановых нагрузок учитывается путем умножения их расчетных значений на коэффициент динамичности, равный:

при шаге колонн не более 12 м:

k_d=1,2 — для группы режима работы мостовых кранов 8К;

k_d =1,1 — для групп режимов работы мостовых кранов 6К и 7К, а также для всех групп режимов работы подвесных кранов;

при шаге колонн свыше 12 м — k_d =1,1 для группы режима работы мостовых кранов 8К.

В остальных случаях коэффициент динамичности принимается равным k_d =1,0.

Приведенная шкала коэффициентов базируется на результатах проведенных Шапиро Г.А. [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**6] и Кикиным А.И. [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] обширных натурных испытаний подкрановых конструкций в действующих промышленных цехах различного назначения. Опытные значения динамических коэффициентов вертикальной крановой нагрузки определялись по прогибам подкрановых балок (см. *рис. 4.8*) или напряжениям в их нижних поясах, т.е.

$$k_d = \frac{y_d}{y}; \quad k_d = \frac{\sigma_d}{\sigma}, \tag{4.19}$$

где y_d, y — соответственно динамический и статический пргибы балки в середине пролета, σ_d, σ — аналогичные напряжения в нижнем поясе балки.

Проведенным указанными исследователями теоретическим анализом и обобщением большого объема экспериментальных данных было показано, что величина динамического коэффициента при ударном воздействии крановой нагрузки зависит от следующих факторов:

- скорости передвижения крана v;
- высоты неровностей и перепада рельсов h;
- статического прогиба покрановых конструкций y_s;
- радиуса катков крана R;
- веса и жесткости кранового моста;
- жесткости подвеса груза;
- работы рельса как упругой прокладки.

Достаточно широкий комплекс факторов Г.А. Шапиро объединил следующим аналитическим выражением [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**6]:

$$k_d = 1 + \frac{Q}{Q_1} v\beta \sqrt{\frac{2h}{\overline{y}_s Rg}}, \qquad (4.20)$$

где Q_1 – масса крана и балки, приведенная к сосредоточенной массе по равенству частот колебаний;

Q – часть массы Q_1 (масса одного колеса), падающая с высоты h;

$\overline{y}_s$ – статический прогиб балки при действии приведенной массы Q_1;

g – ускорение силы тяжести;

β – коэффициент, учитывающий влияние жесткости крана и подвеса груза, принимаемый дифференцированно по предложению А.И. Кикина [11]:

β = 0,5 – для кранов грузоподъемностью 5 ... 25 тс гибким подвесом;

β = 0,6 – для кранов грузоподъемностью 30 тс и более с гибким подвесом;

β = 0,85 – для кранов с жестким подвесом любой грузоподъемности.

При определении статического прогиба рекомендуется вводить среднюю конструктивную поправку, равную 0,85. При совместном учете двух кранов их скорость рекомендуется снижать на 25% в цехах с тяжелым режимом и на 50% в цехах со средним и легким режимом работы [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Для иллюстрации использования формулы (4.20) вычислим в качестве примера динамический коэффициент нагрузки мостовых кранов отделения раздевания слитков металлургического завода при следующих исходных данных: пролет подкрановых балок 6 м, грузоподъемность кранов 20 тс, $\overline{y}_s$ = 4,4 мм, h = 2 мм, v = 150 см/с, R = 50 см, Q/Q_1 = 1 / 2,5, β = 0,85. Подставляем приведенные параметры в формулу (4.17):

$$k_d = 1 + \frac{1}{2,5} 150 \cdot 0,85 \sqrt{\frac{2 \cdot 2}{4,4 \cdot 50 \cdot 980}} = 1 + 0,22 = 1,22.$$

Полученное значение приводится среди других в [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], оно совпадает с экспериментально полученным коэффициентом динамичности.

Таблица 4.10

Режим работы крана	Вид подвеса груза	Грузоподъемность крана, тс	Пролет подкрановых балок, м	Динамический коэффициент	
				Общий k_d	Местный $k_{d,loc}$
Весьма тяжелый и тяжелый 7К, 8К	Жесткий	Любая	До 12	1,2	1,50
			От 13 до 30	1,15	
			Более 30	1,10	
	Гибкий	30	До 12	1,20	1,30
			Более 12	1,10	
		50 - 125	До 12	1,15	
			Более 12	1,10	
		150 - 225	До 12	1,10	1,20
			Более 12	1,05	
		>225	До 12	1,05	1,10
			Более 12	1,00	
Средний и легкий 1К – 6К		≤50	До 12	1,05	1,05
			Более 12	1,00	
		>55	Любые	1,00	1,00

Обобщающим результатом исследований в данном направлении явилась предложенная в [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] шкала общих динамических коэффициентов, более дифференцированная, чем приведенная в действующих нормах (*табл. 4.10*). Используя данные этой таблицы или выполнив расчеты по формуле (4.20), можно получить уточненную динамическую характеристику кранового воздействия.

Как видно из *табл. 4.10*, для кранов легкого и среднего режимов, особенно при подкрановых балках больших пролетов, а также для кранов тяжелого режима большой грузоподъемности динамичность вертикальной нагрузки незначительна.

Динамический характер вертикальной крановой нагрузки действующими нормами предписывается учитывать в виде динамических коэффициентов только в расчетах прочности и устойчивости балок крановых путей и их креплений к несущим конструкциям. Это вполне естественно, поскольку динамические крановые воздействия на колонны, фермы и другие элементы каркаса практически не проявляются.

Б. Местный динамический коэффициент. Рассмотренный выше общий динамический коэффициент обоснованно называется некоторыми авторами (например, В.Н. Валем [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]) “динамическим коэффициентом по прогибам или напряжениям в нижнем поясе подкрановых балок”. Очевидно, что этот коэффициент не полностью учитывает динамический характер крановой нагрузки, поскольку он неприменим для расчета верхней части стенки и соединений верхнего пояса со стенкой под-

крановых конструкций. Здесь речь должна идти об учете динамического воздействия отдельных крановых колес, которое предложено учитывать местным динамическим коэффициентом, определяемым по формуле

$$k_{d,loc} = 1 + F_d / F^n \,, \tag{4.21}$$

где F_d — динамическое давление колеса крана, F^n — нормативное (статическое) давление колеса.

Местный динамический коэффициент возрастает с приближением крана к опоре подкрановой балки, что объясняется большей жесткостью балки вблизи опоры, с увеличением скорости движения крана и высоты препятствия, а также с уменьшением статических напряжений под крановым колесом. Существенно возрастает динамическое воздействие колес крана при неудовлетворительном состоянии путей вследствие ударов колес в местах разрушенных стыков рельсов и перепадах плоскости качения колеса у стыков. Для снижения динамических крановых нагрузок рационально устраивать бесстыковые рельсовые пути.

Определенные на основании исследований МИСИ значения местного динамического коэффициента для нагрузок кранов различного назначения приведены в *табл. 4.10* [12].

В. Совместный учет местного и динамического действия вертикальной крановой нагрузки. Возможное увеличение давления отдельного колеса крана действующими нормами [33] рекомендуется учитывать при расчете прочности балок кранового пути и выполнять посредством умножения нормативного давления колеса на повышающий коэффициент γ_{f1}, равный:

- γ_{f1} =1,6 – для группы режима работы кранов 8К с жестким подвесом груза;
- γ_{f1} =1,4 – для группы режима работы кранов 8К с гибким подвесом груза;
- γ_{f1} =1,3 – для группы режима работы кранов 7К;
- γ_{f1} =1,1 – для остальных групп режимов работы кранов.

Из приведенной выше информации ясно, что физическая природа коэффициента γ_{f1} определяется в общем неравномерностью и динамичностью давлений отдельных колес, вследствие чего этот коэффициент можно представить как произведение соответствующих коэффициентов:

$$\gamma_{f1} = \gamma_H k_{d,loc} \,, \tag{4.22}$$

Принимая во внимание приведенные выше значения коэффициента неравномерности давления на колесо γ_H = 1,0 ... 1,3 и местного динамического коэффициента $k_{d,loc}$ = 1,0 ... 1,5, можно получить для некоторых кранов значения коэффициента γ_{f1}, превышающие приведенные выше значения, содержащиеся в нормах [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]. В подтверждение этого приведем авторитетное мнение В.Н. Валя [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], который внес предложение (нереализованное пока) увеличить данный коэффициент до следующих значений:

- γ_{f1} =1,8 – для кранов с жестким подвесом;
- γ_{f1} =1,5 – для кранов с гибким подвесом тяжелого режима работы (группы режимов 7К и 8К);

- γ_{f1} =1,3 – для прочих кранов.

В связи с изложенным можно полагать несколько заниженными, по сравнению с фактическими, значения коэффициента γ_{f1}, содержащиеся в действующих нормах [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3], и, соответственно, величины местных напряжений $\sigma_{loc,y}$ в стенках подкрановых балок. Такое положение является одной из причин высокой повреждаемости верхней зоны подкрановых конструкций. Попутно отметим, что не менее весомой причиной увеличения напряжений $\sigma_{loc,y}$ и появления повреждений в стенке подкрановых балок являются неровности контакта подошвы кранового рельса и верхнего пояса подкрановой балки. Однако этот фактор относится к действительной работе подкрановых конструкций и в данной книге не рассматривается. Для более подробного знакомства с данным вопросом адресуем читателя к источникам [**Ошибка! Источник ссылки не найден., Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Г. Учет динамического характера крановой нагрузки в Еврокод -1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7]. Европейские нормы предписывают определять характеристические величины всех крановых нагрузок F_k, в том числе вертикальных, горизонтальных, испытательных и ударных, путем традиционного умножения статической составляющей этих нагрузок F на коэффициент динамичности φ_i:

$$F_k = \varphi_i F \tag{4.23}$$

Варианты динамических коэффициентов крановых нагрузок приводятся в *табл. 4.11*. В отличие от отечественных норм европейские нормы содержат довольно широкий набор динамических коэффициентов, из которых, по-видимому, только коэффициент φ_4 соответствует коэффициенту динамичности k_d для вертикальных крановых нагрузок, связанному с динамическим характером воздействия на конструкции движущегося крана (см. предыдущий пункт данного раздела).

Заметное место в приведенной в *табл. 4.11* классификации занимают коэффициенты, учитывающие динамический эффект от подъема, перемещения и сбрасывания груза и грузоподъемных устройств (крюков, блоков, траверс, грейферов, магнитов, клещей и т.д.). Присутствуют в общем перечне также динамические коэффициенты для горизонтальных нагрузок (подробнее об этом см. п. 4.3), испытательных нагрузок и воздействий от удара крана об упоры (детальнее об этом см. п. 4.4).

Приведенные в европейских нормах многочисленные компоненты крановой нагрузки и соответствующие динамические коэффициенты более детально подразделяют крановую нагрузку, чем это сделано в отечественных нормах проектирования строительных конструкций [10, 33]. В этом отношении представление крановой нагрузки в европейских нормах ближе к тому, как этот вопрос представляется в отечественных нормативах по расчету крановых конструкций [7].

Таблица 4.11

Обозначения	Рассматриваемое динамическое воздействие	Нагрузка, к которой вводится динамический коэффициент
φ_1	Колебания крановой конструкции от подъема грузоподъемного устройства с основания	Собственный вес крана
φ_2 или φ_3	Динамический эффект от перемещения грузоподъемного устройства к крану Динамический эффект от резкого сбрасывания груза, если используются, например, грейферы или магниты	Собственный вес грузоподъемного устройства
φ_4	Динамический эффект, возникающий при движении крана по крановым путям	Собственный вес крана и грузоподъем-ного устройства
φ_5	Динамический эффект, вызываемый приводными силами крана	Приводные силы
φ_6	Перемещение испытательной нагрузки по крановым путям	Испытательная нагрузка
φ_7	Динамический упругий эффект от удара буфера	Нагрузки удара буфера об упор

Компоненты крановой нагрузки учитываются не совместно, а по 10 группам, состав которых приведен в общей для всех крановых нагрузок *табл. 4.12*. Каждая из указанных групп рассматривается как одно крановое воздействие в сочетаниях с другими нагрузками. Приведенная в *табл. 4.12* нагрузка от ветра F_W^* учитывается для кранов, расположенных вне зданий, например для открытых крановых эстакад.

Рассматриваемые в данном разделе вертикальные крановые нагрузки, подразделенные на нагрузку от веса моста Q_C и веса груза Q_H, участвуют во всех 10 группах крановых нагрузок с различными коэффициентами динамичности, приведенными в *табл. 4.13.*

Таблица 4.12

	Вид нагрузки	Обозначения	Группы нагрузок									
			ULS							SLS	Аварийные	
1	Вес крана	Q_C	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Вес груза	Q_H	φ_2	φ_2	–	φ_4	φ_4	φ_4	0^1	–	1	1

3	Ускорение крана	H_L, H_T	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	–	–	–	φ_5	–	–
4	Перекос крана	H_S	–	–	–	–	1	–	–	–	–	–
5	Ускорение или торможение тележки	H_{T3}	–	–	–	–	–	1	–	–	–	–
6	Ветер	F_W^*	1	1	1	1	1	–	–	1	–	–
7	Испытательная нагрузка	Q_T	–	–	–	–	–	–	–	φ_6	–	–
8	Удар крана об упор	H_B	–	–	–	–	–	–	–	–	φ_1	–
9	Нагрузка от наклона тележки	H_{TA}	–	–	–	–	–	–	–	–	–	1
1) 0^1 – часть нагрузки на крюке, которая остается при снятии груза, но не учитывается в весе крана; 2) ULS – первое предельное состояние, SLS – второе предельное состояние												

Рассмотрим некоторые из динамических коэффициентов вертикальных крановых нагрузок, приведенных в *табл. 4.14*. Верхняя граница коэффициента $\varphi_1 = 1{,}1$, который вводится к нагрузке от веса крана, соответствует нашему динамическому коэффициенту $k_d = 1{,}1$, относящемуся ко всем кранам, кроме кранов групп режимов 8К (см. выше). В то же время отсутствующий в наших нормах динамический коэффициент φ_2, относящийся к весу грузоподъемного устройства, может быть значительным. Например, для не самого неблагоприятного случая крана с подвесом груза типа НС2 и скорости подъема 0,5 м/с этот коэффициент составляет 1,27.

Таблица 4.13

Коэффициент	Определение значений динамических коэффициентов
φ_1	$0,9 \le \varphi_1 \le 1,1$. Величины 1,1 и 0,9 показывают верхнюю и нижнюю границы вибрационного цикла
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 v_h$, где v_h – скорость подъема груза (установившаяся) (м/с). Значения $\varphi_{2,\min}$, β_2 приведены в *табл. 4.13*.
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \Delta_m (1+\beta_3)/m$, где Δ_m – вес отцепляемой или падающей части груза; m – общий вес; $\beta = 0,5$ – для кранов, оборудованных грейферами или другими медленно отделяющимися подъемными устройствами; $\beta = 1,0$ – для кранов, оборудованных магнитами или другими быстро отделяющимися подъемными устройствами.
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$. Обеспечены допуски для крановых путей в соответствии с Еврокод-1.

Таблица 4.14

Тип подвеса груза	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20
Примечание. Краны, имеющие типы подвеса груза от HC1 до HC4, отличаются характером динамического воздействия подъема груза. Выборочная классификация различных типов кранов по этому признаку приведена в *табл. 4.5*		

Вероятностное описание вертикальной крановой нагрузки

А. Стохастические особенности крановых нагрузок. Экспериментальные исследования вертикальных крановых нагрузок были проведены в действующих цехах в 60 - 70-е годы прошлого столетия рядом исследователей, в основном из научной школы МИСИ. Опытные результаты были обработаны в технике случайных величин (СВ) и случайных процессов (СП) и выявили основные вероятностные особенности крановых нагрузок:

а) стационарность СП крановой нагрузки, проявляющаяся в быстрой стабилизации и в дальнейшем постоянстве распределений ординаты и числовых характеристик, постоянстве частот выбросов и частотных характеристик СП;

б) обоснованная возможность применения нормального закона для описания распределения ординаты крановых нагрузок (*рис. 4.9*);

в) хорошая частотная перемешанность СП крановой нагрузки, отсутствие периодической составляющей;

г) специфическая особенность нагрузок некоторых кранов с гибким подвесом (например, литейных), состоящая в выделении в их распределениях крайних хвостовых частей, соответствующих операциям с грузами, близкими к грузоподъемности; для описания «хвостов» таких нагрузок используется распределение экстремумов [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

В связи с изложенным случайная крановая нагрузка наиболее полно описывается вероятностной моделью нормального стационарного случайного процесса. Отметим при этом, что разработаны также другие модели крановых нагрузок, в том числе абсолютные максимумы, схемы независимых и коррелированных перегрузок, дискретное представление, экстремумы. Эти модели здесь не рассматриваются, для знакомства с ними адресуем читателя к источникам [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 27].

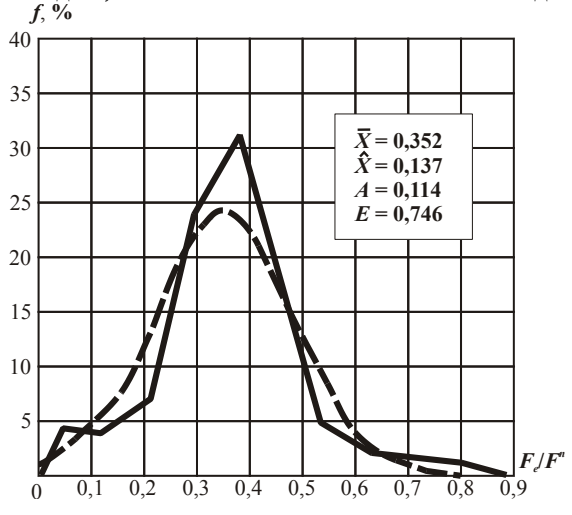


Рис. 4.9. Пример распределения вертикальной крановой нагрузки (разливочный пролет мартеновского цеха)

Частота выбросов СП крановой нагрузки за нормированный уровень γ определяется по формуле

$$\nu_{+}(\gamma) = \omega \exp\left(-\gamma^2/2\right)/2\pi, \tag{4.24}$$

где ω — эффективная частота стационарного СП;

$\gamma = \left(X - \bar{X}\right)/\hat{X}$ - нормированное отклонение нагрузки;

$\bar{X}$ - математическое ожидание нагрузки;

$\hat{X}$ - стандарт (среднеквадратичное отклонение) нагрузки.

Тогда вероятность превышения нормированного уровня крановой нагрузки за время t легко определяется как

$$Q(\gamma, t) \cong \nu_{+}(\gamma) t = \omega t \exp\left(-\gamma^2/2\right)/2\pi. \tag{4.25}$$

Б. Расчетные параметры вероятностной модели вертикальной крановой нагрузки. Были обобщены 83 процесса нагружения, из которых 8 относятся к кранам с жестким подвесом, а остальные – к кранам с гибким подвесом грузоподъемностью 5 ... 650 тс режимов работы 4К ... 6К [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 27]. Полученные обобщенные параметры крановой модели приведены в *табл. 4.15*. Значения математического ожидания $\bar{X}$ и стандарта $\hat{X}$ определены по совокупности исследованных процессов нагружения в запас с обеспеченностью 0,99. Эти характеристики вместе с эффективной частотой ω полностью описывают СП вертикальной крановой нагрузки и позволяют решать задачи вероятностного расчета и оценки надежности конструкций при действии вертикальных крановых нагрузок.

Таблица 4.15

Вид параметров	Наименование						
	Наименование	Обозначение	Размерность	Значения для подвеса и режима кранов			
				гибкого			жесткого
				4К-6К	7К	8К	8К
Числовые характеристики	Математическое ожидание	$\bar{X}$	—	0,66–0,243η			0,758
	Стандарт	$\hat{X}$	—	0,131			0,274
Временной параметр	Эффективная частота	ω	1/ч	71,0	106,8	215,0	215,0

Примечания.

1.Числовые характеристики $\bar{X}$ и $\hat{X}$ выражены в долях от нормативной нагрузки одного крана.

2. Грузовая характеристика $\eta = Q/G_{cr}$, где Q – грузоподъемность крана, G_{cr} – вес крана (мост и тележка).

В. Оценка обеспеченности расчетных крановых нагрузок. Для сопоставления обобщенных параметров СП крановой нагрузки с ее расчетными значениями подсчитаны частоты выбросов СП за уровень расчетной нагрузки $\nu_+(\gamma_p)$ и ее период повторяемости T (*табл. 4.16*). На результаты сопоставления влияют три основных параметра:

а) отношение X_{M1}/X_{M2} нормативных нагрузок одного и двух кранов (наиболее сильнодействующий параметр);

б) эффективная частота СП, связанная с режимом работы кранов;

в) грузовая характеристика η, определяемая соотношением весов груза и крана.

Таблица 4.16

№	X_{M1}/X_M	Грузовая ха-	Режим ра-	Среднее	Период

п/п		рактеристика крана $\eta = Q/G_{cr}$	боты кранов	число выбросов $\nu_+ \ \gamma_p$, 1/год	повторяемости T, лет
1	0,80	0,4	4К-6К	$1{,}19\cdot10^{-2}$	83,4
2			7К	$1{,}79\cdot10^{-2}$	55,8
3			8К	$3{,}61\cdot10^{-2}$	27,7
4		0,2	4К-6К	$9{,}03\cdot10^{-2}$	11,1
5			7К	$1{,}36\cdot10^{-1}$	7,4
6			8К	$2{,}73\cdot10^{-1}$	3,7
7	0,70	0,4	4К-6К	$2{,}00\cdot10^{-7}$	$5{,}0\cdot10^{6}$
8			7К	$3{,}00\cdot10^{-7}$	$3{,}32\cdot10^{6}$
9			8К	$6{,}04\cdot10^{-7}$	$1{,}66\cdot10^{6}$
10		0,2	4К-6К	$2{,}58\cdot10^{-6}$	$3{,}87\cdot10^{5}$
11			7К	$3{,}88\cdot10^{-6}$	$2{,}58\cdot10^{5}$
12			8К	$7{,}82\cdot10^{-6}$	$1{,}28\cdot10^{5}$

Обозначения:

X_{M1}, X_{M2} – нормативные нагрузки соответственно от 1-го и 2-х кранов;

$\gamma_p = \left(X_p - \bar{X}\right)/\hat{X}$ – нормированное значение расчетной крановой нагрузки; X_p – расчетная нагрузка в долях от нагрузки 1-го крана, $\bar{X}$, $\hat{X}$ – математическое ожидание и стандарт крановой нагрузки из *табл. 4.15*.

Как видно из *табл. 4.16*, чем выше отношение X_{M1}/X_{M2} и эффективная частота ω (т.е. жестче режим работы крана) и чем ниже η, тем выше частота выбросов СП (т.е. тем чаще может превышаться расчетный уровень нагрузки) и ниже период повторяемости расчетной крановой нагрузки, которые изменяются в широких пределах.

Поэтому сложно дать однозначную оценку нормативу вертикальной крановой нагрузки, содержащемуся в СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]: для некоторых кранов он завышает фактические нагрузки, для других – несколько их недооценивает. Данное мнение согласуется с обобщениями Б.Н. Кошутина [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], который рекомендует значения коэффициента надежности γ_f вертикальной крановой нагрузки, представленные в *табл. 4.17*.

В дополнение приведем для сведения некоторые данные расчета надежности элементов стальных конструкций при действии вертикальных крановых нагрузок [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Наименее надежны конструкции, для которых отношение X_{M1}/X_{M2} близко к единице, например, 6-метровые подкрановые балки и элементы, запроектированные под один мостовой кран. По мере уменьшения указанного отношения, например увеличения пролета подкрановых балок до 12 м и более, надежность конструкций быстро возрастает.

Таблица 4.17

X_{M1}/X_{M2}	Грузовая характеристика крана η	
	< 0,4	≥ 0,4
0,9 ... 1,0	1,10	1,10
0,8 ... 0,89		1,05
0,6 ... 0,7		1,00
0,51 ... 0,59		
0,50	1,05	

Заметно увеличивается надежность конструкций по мере роста грузовой характеристики η, что соответствует росту грузоподъемности кранов. Можно поэтому отметить, что элементы, рассчитанные на нагрузки мостовых кранов небольшой грузоподъемности, менее надежны, чем конструкции, воспринимающие нагрузки тяжелых кранов. Эта разница усиливается еще и тем, что боковые силы относительно легких кранов (обычно четырехколесных) превышают расчетные значения, могут быть относительно большими, чем боковые силы многоколесных кранов большой грузоподъемности (см. п. 4.3).

Определенное влияние на надежность конструкций оказывает режим работы кранов, в зависимости от которого непосредственно в формулу (4.25) подставляется эффективная частота ω из *табл. 4.15*. Однако содержащиеся в действующем СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] коэффициенты сочетаний крановых нагрузок $\psi = 0{,}85$ и $\psi = 0{,}95$ корректируют эту тенденцию, в результате чего стальные элементы, работающие на нагрузки кранов режимов 4К – 6К, получаются менее надежными, чем конструкции под краны режимов 7К и 8К с более значительными эффективными частотами.

По имеющимся в настоящее время оценкам можно высказать предположение (нуждающееся в дальнейшей проверке) о недостаточной надежности стальных элементов, загруженных крановой нагрузкой, при $X_{M1}/X_{M2} \geq 0{,}8$, в первую очередь при четырехколесных кранах малой грузоподъемности. В остальных случаях надежность стальных элементов под действием крановых нагрузок достаточна, а при $X_{M1}/X_{M2} < 0{,}7$ может оказаться чрезмерной.

Вертикальные нагрузки подвесных кранов

Действующими нормами вертикальные нагрузки от подвесных кранов принимаются по аналогии с мостовыми кранами среднего режима (4К – 6К) с коэффициентами надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}1$ и коэффициентами сочетаний $\psi = 0{,}85$ для двух кранов и $\psi = 0{,}7$ для четырех кранов; динамическое воздействие подвесных кранов не учитывается [33**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Из работ, посвященных экспериментальным исследованиям нагрузок подвесных кранов, назовем цикл исследований, проведенных Б.Ю. Уваровым,

А.А. Пятницким, П.Д. Окуловым (МИСИ), в цехах заводов автомобильной промышленности [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 30, 35]. Было выявлено, что подвесные краны и их нагрузки имеют ряд специфических особенностей по сравнению с мостовыми кранами. Подвесные краны передают на конструкции покрытий значительные вертикальные нагрузки, большую долю которых (60…70%) создают грузы, достигающие 50% расчетных нагрузок на стропильные конструкции. Тележки с грузом подвесных кранов, которые двигаются с небольшой скоростью, могут находиться непосредственно под путями или на консолях. Этот факт свидетельствует о том, что при изучении нагрузок от подвесных кранов особое внимание следует уделять анализу распределений поднимаемых грузов.

Одной из особенностей работы подвесных кранов является то, что технологические процессы, обслуживаемые ими, крайне разнообразны. Это приводит к тому, что загруженность и интенсивность работы кранов меняются в очень широких пределах. По результатам исследования, связанного с классификацией участков, оборудованных подвесными кранами по характеру поднимаемых грузов и интенсивности работы кранов, все цеха были разделены на три основные группы:

I-ая группа – механосборочные цеха, характеризующиеся работой крана с грузами определенной массы;

II-ая группа – сварочно-прессовые и автоматные цеха подшипниковых заводов, отличающиеся тем, что в них происходит в основном контейнерная перевозка;

III-я группа – заготовительно-складские и автоматные цеха, где осуществляется перевозка связок металла. Средняя интенсивность подъемов грузов за сутки в I-ой группе составляет 306, достигая 520, во II-ой – 231 (максимально 300 – 400) и в III-ей – 150. Загруженность, характеризуемая отношением средней величины поднимаемого груза к нормативной, составляет соответственно, 0,48; 0,20 и 0,27.

Коэффициент надежности по вертикальной нагрузке подвесных однобалочных кранов (по усилию на путь) определялся по формуле

$$\gamma_f = \frac{\gamma_G G_M L_{cr} + 2\left(\gamma_Q Q + G_{TL}\right)(L_{cr} + a)}{G_M L_{cr} + 2\left(Q + G_{TL}\right)\left(L_{cr} + a\right)}, \qquad (4.26)$$

где G_M, G_{TL} — масса соответственно моста и тали; L_{cr} — пролет крана; a – длина консоли моста, γ_Q — коэффициент надежности для груза; γ_G =1,05 – коэффициент надежности для массы моста крана, учитывающий возможное увеличение массы по сравнению с паспортными данными.

Экспериментальные величины коэффициентов надежности определялись при сроке эксплуатации пять лет с учетом фактических частот загружения для 12 автоматных цехов автозаводов [12]. Полученные значения по грузу составляют γ_Q = 0,996 ... 1,201, по усилию на путь γ_f = 0,907 ... 1,08. Это по-

зволяет рекомендовать принимать для груза величину γ_Q = 1,20 и подтверждает имеющийся в нормах [33] общий коэффициент γ_f = 1,10.

По результатам своих исследований П.Д. Окулов [35] пришел к несколько неожиданному выводу, что полигоны усилий от подвесных кранов хорошо аппроксимируются двойным экспоненциальным распределением. На основе этого положения им предложена формула для определения дифференцированных расчетных значений нагрузки и усилия от одного крана

$$X^{P} = \alpha + \beta \ln\left[\frac{n_0 T}{1 - P(T)}\right], \qquad (4.27)$$

где T – срок эксплуатации конструкции;

$P(T)$ – вероятность непревышения расчетного уровня нагрузки за этот срок;

n_0 – число подъемов груза в сутки (100…520);

α – параметр положения (0,179…0,525);

β – параметр формы (0,0333…0,1069).

Формула относится к сравнительно высоким уровням веро\тности $P(T) \geq 0{,}9$ и дает погрешность менее 1 %. Поскольку параметры α и β выражены в долях от нормативной крановой нагрузки, вычисляемый расчетный уровень X^{P} является коэффициентом надежности по крановой нагрузке.

Экспериментально установлено, что подвесные краны оказывают заметные динамические воздействия на конструкции при подъеме и опускании грузов, в то время как при проездах кранов динамика отсутствует вследствие малых скоростей однобалочных кранов. Экспериментально-теоретический анализ позволил рекомендовать следующие коэффициенты динамичности для вертикальных нагрузок подвесных кранов [12]:

- $k_{d,Q}$ = 1,20 – для веса поднимаемого груза;
- k_d =1,10 – для нагрузки на ходовую часть и поддерживающие конструкции.

Напомним, что последний коэффициент отсутствует в нормах [33], хотя он имеется в рекомендациях по проектированию путей внутрицехового подвесного транспорта.

Сущность рекомендаций новых норм Украины

В соответствии с общей концепцией введенных в Украине норм нагрузок и воздействий [10], изложенной в разделе 1 настоящей книги, в раздел «Крановые нагрузки» указанных норм внесен ряд новых положений в части вертикальных нагрузок мостовых и подвесных кранов.

В качестве *характеристических значений* приняты величины нагрузок от двух кранов F_0 или одного крана F_{01}, определяемые аналогично нормативным нагрузкам СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Предельное расчетное значение F_m, предназначенное для использования в расчетах конструкций по первому предельному состоянию (прочность, устойчивость и т.п.), предлагается определять как

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0, \tag{4.28}$$

где ψ = 0,70 ... 0,95 – коэффициент сочетаний, перенесенный в ДБН [10] из СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**];

γ_{fm} — коэффициент надежности по предельному расчетному значению крановой нагрузки, определяемый по *табл. 4.18* в зависимости от срока эксплуатации конструкции.

Таблица 4.18

Срок эксплуатации T, лет	50	10	1	0,1
Коэффициент надежности γ_{fm}	1,1	1,07	1,02	0,97

В наглядной форме связь коэффициента γ_{fm} со сроком эксплуатации T иллюстрируется графиком на *рис. 4.10*. Данный коэффициент получен на основе выражения (4.25), которое дает нормированное отклонение от математического ожидания предельного расчетного значения крановой нагрузки при заданной вероятности его превышения $Q(T)$ в виде:

$$\gamma(T) = \sqrt{2 \ln \frac{\omega T}{2\pi Q(T)}}. \tag{4.29}$$

Тогда искомый коэффициент приближенно, но с достаточной точностью, определится из соотношения:

$$\gamma_{fm}(T) = \frac{1 + V\gamma(T)}{1 + V\gamma(T = 50\text{лет})}. \tag{4.30}$$

Здесь $V = \hat{X}/\bar{X}$ – коэффициент вариации крановой нагрузки, определяемый по числовым характеристикам из *табл. 4.15*.

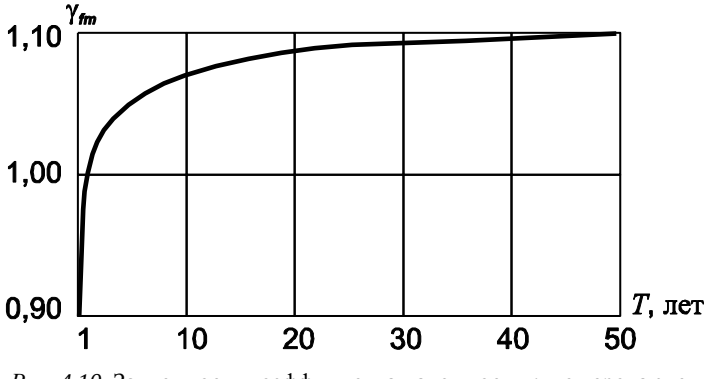


Рис. 4.10. Зависимость коэффициента надежности γ_{fm} от срока эксплуатации конструкций

Эксплуатационное расчетное значение вертикальной крановой нагрузки, предназначенное для расчетов конструкций по второму предельному состоянию (прогибы, перемещения и т.п.), определяется в рамках новой концепции как

$$F_e = \gamma_{fe} F_{01} . \tag{4.31}$$

Здесь коэффициент надежности по эксплуатационному расчетному значению крановой нагрузки принимается равным $\gamma_{fe} = 1{,}0$, на основании многолетней практики определения перемещений конструкций от нормативной нагрузки только одного крана.

Циклическое расчетное значение вертикальной крановой нагрузки, используемое в расчетах подкрановых конструкций на выносливость, по предложению В.А. Пашинского [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] нормируется в форме диапазона следующих значений:

$$F_{c\max} = \gamma_{fc\max} F_{01}, \;\; F_{c\min} = \gamma_{fc\min} F_{01}, \tag{4.32}$$

где коэффициенты надежности по циклическому расчетному значению крановой нагрузки определяются по формулам

$$\gamma_{fc\max} = 0{,}75 - 0{,}24\eta, \;\; \gamma_{fc\min} = 0{,}34 - 0{,}24\eta, \tag{4.33}$$

где η — введенная выше грузовая характеристика крана.

В дополнение к этому нормируется число циклов кранового загружения:

- $n_c = 270$ 1/сутки – для мостовых кранов групп режимов 4К ... 6К;
- $n_c = 420$ 1/ сутки – для мостовых кранов группы режимов 7К;
- $n_c = 820$ 1/ сутки – для мостовых кранов группы режимов 8К.

Данные частоты загружения следует учитывать при проверке выносливости подкрановых конструкций в целом. При проверке выносливости верхней зоны стенки подкрановых балок приведенные значения частот следует умножать на число колес с одной стороны крана.

Перечисленные нормируемые обобщенные коэффициенты надежности допускается учитывать дифференцированно по отдельным группам кранов.

Квазипостоянное расчетное значение вертикальной крановой нагрузки, принимаемое в расчетах, учитывающих длительные процессы в материалах конструкций (ползучесть и др.), предлагается определять в аналогичной форме:

$$F_P = \gamma_{fp} F_{01}, \tag{4.34}$$

где коэффициент надежности по квазипостоянному расчетному значению крановой нагрузки определяется как

$$\gamma_{fp} = F_{01}^{\Pi} / F_{01} . \tag{4.35}$$

Здесь F_{01}^{Π} — характеристическое значение вертикальной нагрузки одного крана без груза (пустого).

Согласно ДБН, разрешается учитывать снижение вертикальных нагрузок от кранов с постоянными ограничениями приближений тележки

(см. формулу (4.10)) и конкретные особенности и параметры режимов работы и зон обслуживания кранов для проектируемых и реконструируемых зданий с определенным или установившимся технологическим процессом.

Сочетания крановых нагрузок

Как уже указывалось, при составлении сочетаний нагрузок, согласно СНиП 2.01.07-85 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], совместное действие вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок считается одной кратковременной нагрузкой. При определении расчетного значения этой нагрузки, кроме коэффициента надежности $\gamma_f = 1{,}1$, учитываются дополнительные коэффициенты сочетаний собственно крановых нагрузок, равные 0,70 ... 0,95, в зависимости от количества учитываемых кранов (два или четыре – для колонн средних рядов) и групп режимов работы кранов.

А. Сочетания нагрузок мостовых кранов. Указанные пониженные коэффициенты сочетаний являются в определенной мере обоснованными, поскольку базируются на экспериментальных исследованиях, проведенных А.Т. Яковенко в действующих цехах [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Статистические данные были получены для вертикальных нагрузок 17 кранов, которые работали в 5 пролетах складов готовой продукции и становом пролете прокатных цехов, а также в двух пролетах (печном и разливочном) электросталеплавильного цеха двух металлургических заводов. Исследовались коэффициенты сочетаний для усилий в подкрановых балках и колоннах крайних рядов, учитывающие совместную работу кранов в изученных пролетах.

Фактические коэффициенты сочетаний крановых нагрузок определялись по следующей формуле, аналогичной формуле (4.30), пригодной для любых случайных нагрузок:

$$\psi = \frac{[S_\Sigma]}{\sum_{i=1}^{n}[S_i]}, \qquad (4.36)$$

где $\sum_{i=1}^{n}[S_i]$ – сумма нагрузок (усилий) при невыгодном загружении линии влияния сближенными вплотную кранами при условии, что давления катков каждого крана могут быть превышены с вероятностью $Q(t)$;

$[S_\Sigma]$ – расчетная нагрузка (усилие) при учете фактического случайного процесса кранового загружения, определяемая из условия той же вероятности превышения $Q(t)$ за срок эксплуатации t:

$$[S_\Sigma] = \overline{S} + \hat{S}\gamma = \overline{S} + \hat{S}\sqrt{2\ln\frac{t\omega}{2\pi Q(t)}}\,. \qquad (4.37)$$

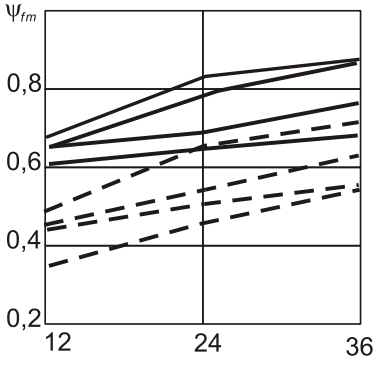
Здесь: γ — нормированное отклонение расчетной крановой нагрузки $[S_\Sigma]$, определенное по формуле, аналогичной (4.30);

$\omega, \overline{S}, \hat{S}$ — эффективная частота, математическое ожидание и стандарт стационарного нормального случайного процесса крановой нагрузки.

Из полученных таким образом коэффициентов сочетаний наибольшими оказались экспериментальные значения для кранов групп режимов 8К ($\psi = 0,75\cdots0,85$), которые регулярно поднимают грузы, близкие к номинальным, и имеют большие скорости передвижения. Несколько меньшими, в пределах $\psi = 0,58\cdots0,73$, получены коэффициенты сочетаний для кранов групп режимов 7К. Наименьшие значения $\psi = 0,38\cdots0,40$ отмечены у кранов групп режимов 4К ... 6К. Эти краны относительно мало загружены, очень редко поднимают грузы, близкие к номинальным величинам, сближаются относительно редко.

В МИСИ выполнялись также исследования коэффициентов сочетаний усилий от вертикальных крановых нагрузок для подкрановых балок и колонн крайних и средних рядов методом статистического моделирования [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Были построены гистограммы воздействий на конструкции двух и четырех кранов. Положения кранов, работающих на одних путях, были приняты зависимыми, а в соседних пролетах – независимыми. Было выявлено, что коэффициенты сочетаний существенно зависят от длины линии влияния соответствующего усилия и отношения пролета крана к его базе (*рис. 4.11*). Отмечена также зависимость ψ от протяженности рабочей зоны и от положения конструкции (колонны, подкрановой балки).

а)



б)

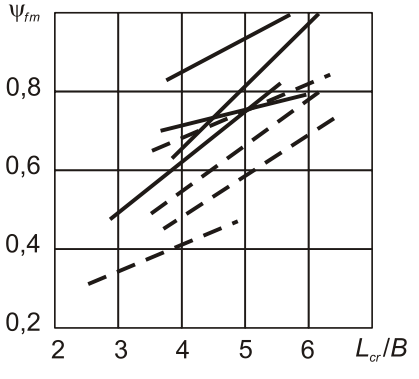


Рис. 4.11. Зависимость коэффициента сочетаний крановой нагрузки от длины линии влияния (а) и отношения пролета крана к его базе (б)

Судя по полученным результатам (*рис. 4.11*), фактические коэффициенты сочетаний ниже (особенно при учете четырех кранов), чем установленные в СНиП 2.01.07-85 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3], что указывает, что в условиях эксплуатации максимальные сближения двух (и тем более четырех) кранов с предельной нагрузкой – явление исключительное. Поэтому остается возможность дифференциации и дальнейшего снижения коэффициентов сочетаний крановых нагрузок.

С.А. Нищета [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] на основании статистической обработки натурных исследований в складских пролетах прокатных цехов, оснащенных мостовыми кранами с жестким подвесом, получил значения коэффициентов сочетаний вертикальных крановых нагрузок *(табл. 4.19*), подтверждающие возможность их снижения по сравнению с коэффициентами норм проектирования [33].

Таблица 4.19

Отношение пролета крана к его базе	При учете двух кранов		При учете четырех кранов	
	≤4,5	>4,5	≤4,5	>4,5
Длина линии влияния, м 12	0,8	0,85	0,6	0,75
24		0,95	0,7	
36	0,85		0,8	0,85

Б. Сочетания нагрузок подвесных кранов. П.Д. Окулов [35] свел вероятностную задачу вероятностного описания нагрузок от двух и четырех подвесных кранов к определению параметров распределений суммы двух и четырех случайных величин, каждая из которых подчиняется закону Гумбеля. Была построена композиция двух и четырех распределений Гумбеля с ориентацией на последующее численное интегрирование. Для обоснования конкретных значений коэффициентов сочетания, по результатам экспериментальных исследований, а также анализа технической документации 50-ти цехов ряда объектов автомобильной промышленности, были собраны статистические данные по относительным длинам участков совместной работы двух и четырех кранов, а также определены относительные частоты загружения конструкции совместно двумя и четырьмя кранами.

Полученные усредненные коэффициенты сочетания вертикальных нагрузок подвесных кранов приведены в табл. 4.20.

Таблица 4.20

Шаг несущих конструкций, м	Число кранов	Группа участков	
		II	III
6,0	2	0,65	0,75
	4	0,43	0,46
12,0	2	0,67	0,77

	4	0,45	0,50

С учетом приведенных данных, П.Д. Окулов рекомендует при проектировании принимать следующие значения коэффициентов сочетания вертикальных нагрузок подвесных кранов:

- ψ_{K2} = 0,8 – при учете нагрузок от двух кранов;
- ψ_{K4} = 0,6 – при учете нагрузок от четырех кранов.

В. Учет сочетаний крановых нагрузок в Еврокоде. Подход европейских норм [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] к вопросу сочетаний нагрузок с учетом крановых воздействий отличается от методики СНиП 2.01.07-85 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]. При составлении сочетаний более дифференцированно учитываются 10 групп крановых воздействий, рассматриваемых как одна крановая нагрузка (см. *табл. 4.12*). При этом различаются случаи расположения крановых путей вне и внутри здания, которые разнятся учетом ветровой нагрузки.

При определении расчетных величин крановых нагрузок в сочетаниях нагрузок для предельных состояний первой группы учитываются частные коэффициенты, приведенные в *табл. 4.21*, которые заметно превышают отечественный коэффициент перегрузки $\gamma_f = 1{,}1$. С учетом этого, а также принимая во внимание отсутствие в Еврокоде-1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] понижающих коэффициентов сочетания крановых нагрузок, можно утверждать, что расчет конструкций на крановые нагрузки по нормативам Еврокода-1 закладывает в конструкции более значительные запасы, чем расчет по СНиП.

Таблица 4.21

Воздействия		Обозначения	Ситуация	
			постоянная / переходная	аварийная
Постоянное крановое воздействие	Неблагоприятное	$\gamma_{G,\,\mathrm{sup}}$	1,35	1,00
	Благоприятное	$\gamma_{G,\mathrm{inf}}$	1,00	1,00
Переменное крановое	Неблагоприятное	$\gamma_{Q,\mathrm{sup}}$	1,35	1,00

воздействие	Благоприятное	$\gamma_{Q,\inf}$	1,00	1,00
Другие переменные воздействия	Неблагоприятные	γ_Q	1,50	1,00
	Благоприятные		0,00	0,00
Аварийные воздействия		γ_A		1,00

При составлении сочетаний нагрузок для эксплуатационных предельных состояний для крановых воздействий учитываются частный коэффициент, равный 1,0, и P — коэффициент из *табл. 4.22*.

Таблица 4.22

Воздействие	Обозначение	P_0	P_1	P_2
Один кран или группа крановых воздействий	Q_r	1,0	0,9	P^*
P^* – отношение постоянной крановой нагрузки к полной крановой нагрузке.				

Случай испытания кранов, находящихся на несущих конструкциях, также относится к эксплуатационным предельным состояниям. При этом несущие конструкции должны быть рассчитаны на восприятие испытательной нагрузки, умноженной на коэффициент динамичности φ_6. При испытаниях различаются два вида нагрузки.

- Динамическая испытательная нагрузка, которая перемещается по крановым путям с использованием кранового привода и не должна быть меньше 110% номинального поднимаемого груза. Динамический коэффициент при этом равен

$$\varphi_6 = 0,5\left(1+\varphi_2\right), \tag{4.38}$$

где φ_2 – динамический коэффициент, определяемый по *табл. 4.13*.

- Статическая испытательная нагрузка, прикладываемая без использования кранового привода, она должна быть не меньше 125% номинального поднимаемого груза. Соответствующий динамический коэффициент φ_6 =1,0.

Указанная процедура испытания мостовых кранов в наших условиях регламентируется Правилами [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], однако соответствующие испытательные нагрузки отсутствуют в СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3].

4.3. Горизонтальные крановые нагрузки

Определение согласно СНиП

В СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [33] зафиксирован двойственный подход к определению горизонтальных поперечных воздействий мостовых и подвесных кранов. С одной стороны, при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей предписывается учитывать нагрузку, вызываемую торможением электрической тележки – *поперечную тормозную силу*. Нормативное значение этой нагрузки следует принимать равным:

- для кранов с гибким подвесом груза — 0,05 суммы подъемной силы крана Q и веса тележки G_T:

$$T_{kr}^n = 0,05\left(Q + G_T\right); \tag{4.39}$$

- для кранов с жестким подвесом груза — 0,1 суммы подъемной силы крана и веса тележки

$$T_{kr}^n = 0,1\left(Q + G_T\right). \tag{4.40}$$

При этом принимается, что нагрузка передается на одну сторону (балку) кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на нее колесами крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета (*рис. 4.12*). Тормозное усилие, передающееся на одно колесо, определяется поэтому как $T_k^n = T_{kr}^n / n_0$, где n_0 – число колес на одной стороне крана.

С другой стороны, при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей и их креплений к колоннам в зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К предписывается учитывать *боковые силы,* направленные поперек кранового пути и вызываемые перекосами мостовых электрических кранов и непараллельностью крановых путей.

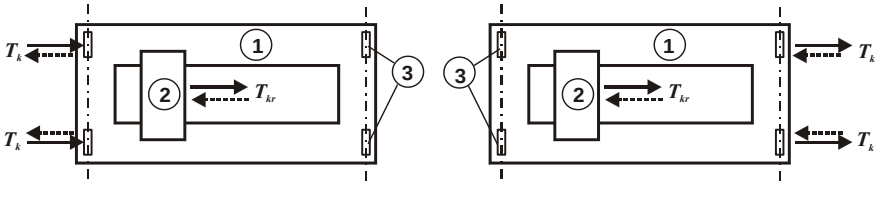


Рис. 4.12. Схема приложения крановых тормозных сил согласно СНиП 2.01.07-85: 1 – мост крана; 2 – тележка; 3 – колеса крана

Нормативное значение боковой силы для каждого ходового колеса крана следует принимать равным 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на колесо:

$$H_k^n = 0{,}1F_{\max}^n . \qquad (4.41)$$

При этом принимается, что боковая сила передается на балку кранового пути от всех колес одной стороны крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета здания (см. *рис. 4.12*) Тормозную силу не следует учитывать совместно с боковой силой.

Нормативное значение вызываемой торможением моста электрического крана, т.е. *продольной тормозной силы*, принимается равным 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана.

Горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана и боковые силы считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом.

Коэффициент надежности по нагрузке для горизонтальных крановых нагрузок, как и для вертикальных нагрузок, нормируется величиной $\gamma_f = 1{,}10$.

Горизонтальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей, колонн, рам, стропильных и подстропильных конструкций, фундаментов, а также оснований следует учитывать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, расположенных на одном крановом пути или на разных путях в одном створе. Как и для вертикальных нагрузок, при учете двух кранов горизонтальные нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний $\psi = 0{,}85$ для групп режимов работы кранов 1К— 6К и $\psi = 0{,}95$ —для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

Коэффициент динамичности, равный $k_d = 1{,}1$, рекомендуется учитывать для расчетных значений горизонтальных нагрузок только от мостовых кранов группы режима работы 8К. В остальных случаях коэффициент динамичности принимается равным 1,0.

С учетом вышесказанного, расчетная поперечная горизонтальная нагрузка мостовых кранов, например, на поперечную раму промышленного здания определится по формуле

$$T = \gamma_f k_d \psi T_k^n \sum_{i=1}^{n} y_i , \qquad (4.42)$$

где $\sum_{i=1}^{n} y_i$ – сумма ординат линии влияния опорного давления на колонну.

При определении горизонтальных прогибов балок крановых путей, а также горизонтальных смещений колонн нагрузку (нормативное значение) следует учитывать от только одного наиболее неблагоприятного по воздействию крана.

Боковые силы четырехколесных кранов

Как показали многочисленные экспериментальные исследования [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 27, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**9], основную долю (порядка 70-90%) поперечных нагрузок всех без исключения мостовых кранов составляют боковые силы. По физической природе это силы трения, возникающие при поперечном скольжении колес движущегося крана по рельсам. Поперечное скольжение является результатом несовпадения плоскости вращения колеса крана с направлением его движения, то есть перекоса колеса на угол γ (*рис. 4.13, а*). Общий характер зависимости боковой силы H от этого угла иллюстрируется графиком на *рис. 4.13, б*.

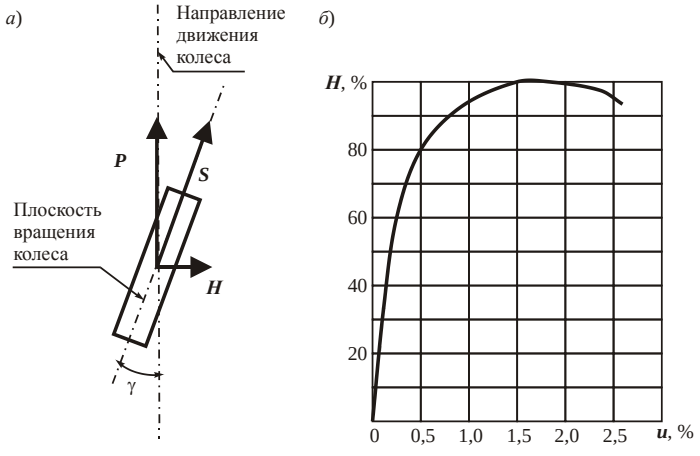


Рис. 4.13. Боковые силы мостовых кранов: *а* – силовое воздействие в месте контакта колеса с рельсом; *б* – зависимость между углом перекоса колеса и боковой силой

По оси ординат здесь отложена относительная величина боковой силы, причем за 100% принята максимальная величина $H = F\psi$, где F – вертикальное давление колеса, ψ – коэффициент сцепления. По оси абсцисс отложено относительное поперечное проскальзывание колеса (крип), равное $u = \mathrm{tg}\gamma \approx \gamma$. Как видно на графике, сила H увеличивается до 100% при определенном критическом значении $u_{cr} = 1{,}5 \cdots 2\%$, после чего происходит уменьшение H. Такая картина силового взаимодействия колеса с рельсом наблюдается при отсутствии контакта реборд колеса с рельсом.

Перекосы колес в той или другой степени характерны для любых мостовых кранов, движущихся по реальным крановым путям. Они носят в общем неустранимый характер, поскольку их вызывают многочисленные причины, в том числе:

- перекос моста при его движении;

- непараллельность крановых путей;
- неточность установки и неравномерный износ ходовых колес;
- несимметричность вертикальной нагрузки на кран;
- различный коэффициент трения крановых путей вследствие неравномерной смазки путей мазутом и маслом, наличия на рельсах воды и льда, загрязненности путей и т.д.;
- податливость узловых соединений моста крана;
- неисправности механизма передвижения моста крана и др.

Для иллюстрации характера изменения боковых сил на *рис. 4.14* приведены характерные записи этих нагрузок на колонны при операциях кранов. Основную часть боковой силы составляет статическая составляющая, т.е. сила трения колес по рельсам, сравнительно плавно меняющаяся при проездах крана мимо испытываемой колонны.

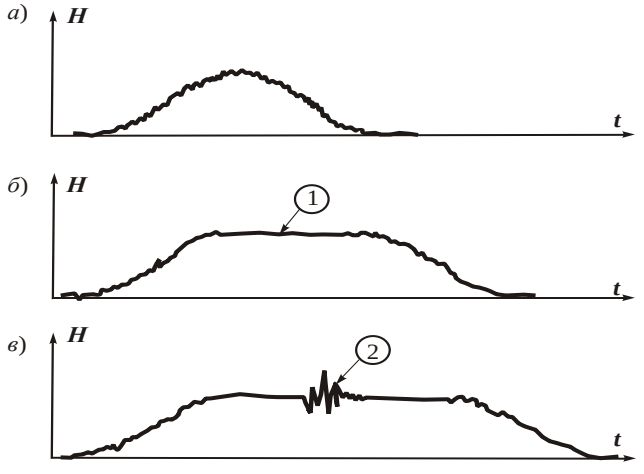


Рис. 4.14. Записи боковых сил: а – сквозной проезд без остановки; б - сквозной проезд с остановкой (1); в – сквозной проезд с остановкой и торможением (2)

На основной график боковой силы накладывается динамическая составляющая, относительно небольшая, порядка 10…20%, имеющая причины появления, аналогичные динамике вертикальных крановых нагрузок. При остановке крана уровень боковой силы остается постоянным, чем убедительно подтверждается ее природа силы трения и статический характер.

При операциях крана с пуском и торможением тележки на записях боковой силы появляется быстро затухающая инерционная составляющая, ординаты которой не превышают 10 ... 30%.

С точки зрения величин и характера боковых сил четырехколесные мостовые краны выделяются в отдельную группу кранов, склонных к перекосу моста при движении. Особенно эта склонность проявляется для кранов с отношением пролета к базе $L_{cr}/B \geq 5$.

Наибольшие боковые силы четырехколесные краны реализуют в так называемом «наиболее косом положении», когда перекос моста крана ограничивается ребордами колес, контактирующими с рельсами. Ограничение перекоса может осуществляться колесами одной стороны крана или колесами, расположенными по диагонали крана.

Изучение боковых сил выполнялось в 40-80-е годы минувшего столетия целым рядом исследователей, в том числе А.И. Кикиным (Гипромез), В.П. Балашовым (ВНИИПТМАШ), А.Х. Хохариным (ЦНИИСК) (обзор их работ приведен в [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 27], Е.В. Гороховым (ДонГАСА) [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] и др., каждый из которых предложил свою формулу для вычисления этих нагрузок. Проведенный сравнительный анализ этих предложений наряду с сопоставлением с экспериментальными данными [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] дал нам основание считать наиболее отвечающей фактическим значениям боковых сил формулу, предложенную А.В. Фигаровским (МИСИ) [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Эта формула определяет нормативное значение горизонтальной нагрузки четырехколесных мостовых кранов, направленной поперек кранового пути и вызываемой перекосами мостовых электрических кранов и непараллельностью крановых путей (боковую силу), для колеса крана следующей величиной:

$$H_k = H_{01} = 0{,}1F^n_{\max} + \frac{\alpha\left(F^n_{\max} - F^n_{\min}\right)L_{cr}}{B}, \qquad (4.43)$$

где $F^n_{\max}$, $F^n_{\min}$ – нормативное значение вертикального давления на колесо, соответственно на более или на менее нагруженной стороне крана;

B, L_{cr} – соответственно база и пролет крана;

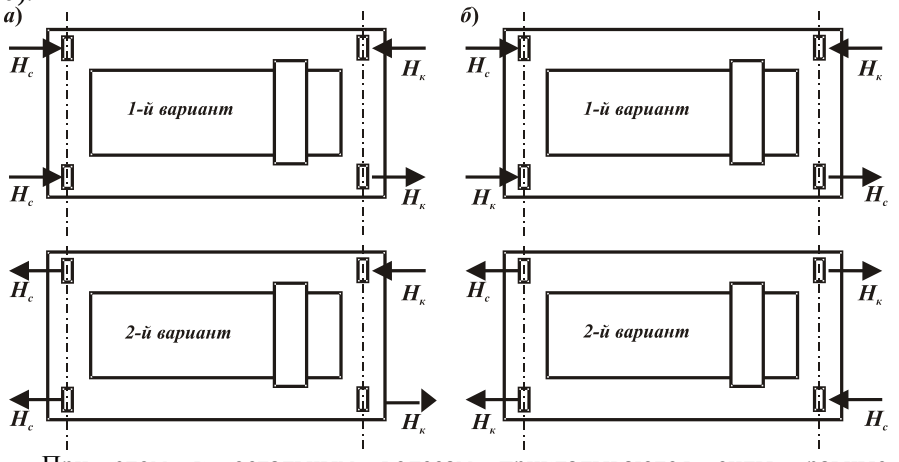
α – коэффициент, принимаемый равным 0,03 при центральном приводе механизма передвижения моста и 0,01 – при раздельном приводе.

Рис. 4.15. Схема приложения боковых сил H_{01} четырехколесных кранов

Боковые силы H_{01}, вычисленные по формуле (4.43), могут быть приложены:

- к колесам одной стороны крана и направлены в разные стороны (внутрь или наружу рассматриваемого пролета здания), что соответствует ограничению перекоса крана колесами одной стороны (*рис. 4.15, а*);
- к колесам по диагонали крана и также направлены в разные стороны (внутрь или наружу рассматриваемого пролета здания), что соответствует случаю ограничения перекоса крана колесами, расположенными по диагонали крана (*рис. 4.15,*

б).



При этом к остальным колесам прикладываются силы, равные $H_c = 0{,}1F^n_{\max}\left(0{,}1F^n_{\min}\right)$, направленные в наиболее невыгодном направлении (внутрь или наружу рассматриваемого пролета (*рис. 4.15*)).

Для расчета подкрановых конструкций, колонн и поперечных рам следует выбирать из приведенных схем приложения боковых сил наиневыгоднейшие схемы нагружения рассматриваемых конструкций.

В формуле (4.39) первое слагаемое выражает предельную силу при перекосе плоскости колеса относительно продольной оси рельса при отсутствии контакта реборды колеса с рельсом (см. график на *рис. 4.13*). Здесь используется многократно подтвержденный экспериментально коэффициент пропорциональности 0,1, который связывает силу поперечного скольжения движущегося колеса крана и вертикальную нагрузку, действующую на колесо.

Второе слагаемое отражает влияние на боковую силу колеса момента от перекоса моста в плане. Здесь очевидно определяющее влияние отношения пролета крана к базе L_{cr}/B, а также типа привода механизма передвижения моста крана, поскольку при раздельном приводе перекос моста при движении крана уменьшается по сравнению с центральным приводом.

Экспериментальные исследования реальных кранов в действующих цехах показали, что боковые силы от проездов двух сближенных кранов незначительно отличаются от боковых сил, вызванных воздействием одного мостового крана [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Вычисленные по формуле (4.39) и полученные экспериментально значения боковых сил четырехколесных кранов в 2 ... 5 раз больше тормозных сил по действующим нормам [33] (формула (4.39)) и заметно превышают боковые силы, определенные по формуле (4.41) (за счет второго слагаемого, учитывающего перекос моста крана).

Данный вывод был подтвержден исследованиями С.А. Нищеты [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], который получил экспериментальные статистические данные о боковых силах кранов с жестким подвесом, работающих в складских пролетах прокатных цехов. Были получены максимальные значения горизонтальных нагрузок, которые превышали тормозные силы в 2,5 ... 3,0 раза при отношении пролета крана к базе, равном 4,5. На основании этих данных предложена следующая формула боковой силы на колесе крана с раздельным приводом

$$H_k^n = 0,04 \frac{L_{cr}}{B} F_{\max}^n . \qquad (4.44)$$

Можно поэтому утверждать, что действующие нормы существенно занижают горизонтальные нагрузки четырехколесных мостовых кранов. Особенно это касается кранов групп режимов 1К ... 6К, для которых нормируется тормозная сила (формула (4.35)). В меньшей мере это относится к кранам групп режимов 7К и 8К, которым адресуется формула боковых сил (4.38), однако она также недооценивает их реальные значения и относится только к части конструкций, загруженных крановой нагрузкой.

Учитывая это положение, формула (4.39) была включена в действующий нормативный документ по оценке технического состояния стальных конструкций, находящихся в эксплуатации [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], и в ДБН «Нагрузки и воздействия» [10].

Боковые силы многоколесных кранов

В отличие от четырехколесных кранов многоколесные краны (с числом колес 8 и более) не склонны к перекосу моста при движении, и этот фактор не влияет на величины боковых сил подобных кранов. В меньшей степени определяют характер и величины боковых сил перекосы отдельных колес, поскольку эти перекосы могут компенсировать друг друга, и равнодействующая сил нескольких колес, объединенных общим балансиром, оказывается значительно меньше суммы максимально возможных боковых сил отдельных колес.

Тем не менее, фактические горизонтальные нагрузки многоколесных кранов превышают тормозные силы по действующим нормам и несколько меньше суммарных боковых сил, определяемых по формуле (4.37) для каждого колеса. На основании экспериментальных исследований А.И. Кикина [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] нами предложено для многоколесных (8 колес и более) кранов с гибким подвесом нормативное значение боковой силы на колесо H_{01} принимать равным 0,1 от вертикальной нагрузки на колесо, подсчитанной при расположении тележки с грузом, равном паспортной грузоподъемности крана, посередине моста [27](предложение включено в ДБН 362-92 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]):

$$H_k = H_{01} = 0{,}1\left(G_M + G_T + Q\right)\frac{1}{2n_0}. \qquad (4.45)$$

При этом принимается, что боковые силы всех колес каждой из сторон крана имеют одно направление — внутрь или наружу рассматриваемого пролета здания (*рис. 4.16*).

Применение данной формулы предполагает учет воздействия от двух кранов и учет коэффициента надежности γ_f =1,1, как предписывают действующие нормы [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]. Использование формулы (4.45) позволяет снизить расчетные боковые силы указанных кранов на 20 ... 80% (в зависимости от параметров кранов) по сравнению с рекомендациями СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] для кранов групп режимов 7К и 8К (формула (4.41)).

К подобным выводам пришел также В.А. Плотников [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**8], выполнивший замеры боковых сил от клещевых кранов здания нагревательных колодцев металлургического комбината, имеющих по 8 и 12 ходовых колес. При этом фактические горизонтальные нагрузки на колонны не превысили 82% от нормативных значений.

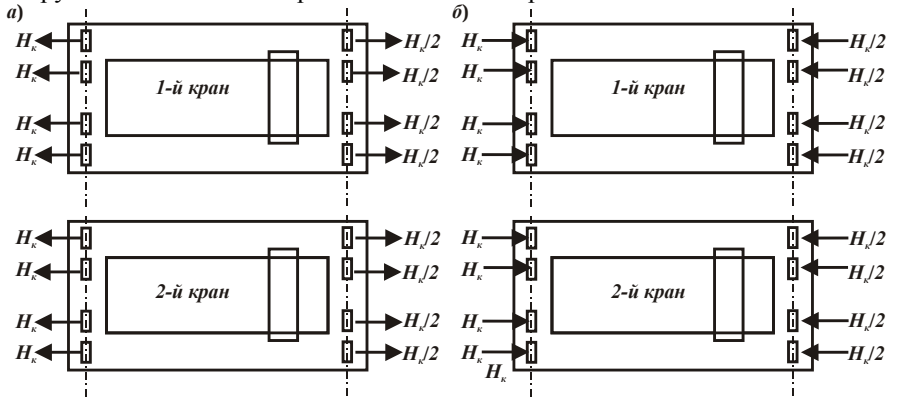


Рис. 4.16. Схема приложения боковых сил H_{01} многоколесных кранов

Согласно экспериментальным данным, боковые силы многоколесных кранов передаются на обе стороны кранового пути в виде разнонаправленных сил, одна из которых равна полной боковой силе от колес одной стороны крана, другая – ее половине (*рис. 4.16*).

Приведенные рекомендации относятся к участкам производственных зданий с нормальной крановой колеей, имеющей расширения или сужения путей, не превышающие значения свободных зазоров между ребордами колес и рельсами (примерно 40 мм). На участках с большими отклонениями ширины колеи многоколесные краны распирают или стягивают пути ребордами колес, вследствие чего боковые силы увеличиваются в 1,5 ... 2,5 раза и более [11, 19].

Вероятностное описание горизонтальной крановой нагрузки

Статистические данные по поперечным горизонтальным нагрузкам мостовых кранов различного назначения получены для 14 пролетов цехов металлургического производства [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 27, **Ошибка! Источник ссылки не найден.**9]. Горизонтальные крановые нагрузки, имеющие случайный характер, имеют такие же стохастические особенности, как и вертикальные нагрузки: стационарность, нормальность статистических распределений, вытянутость их хвостовых частей. Характер полученных распределений иллюстрируется *рис. 4.17*.



Рис. 4.17. Распределение горизонтальных крановых нагрузок: 1 – многоколесные краны с гибким подвесом груза на участках с нормальной колеей (разливочные краны мартеновского цеха); 2 – то же на участках с сужением и расширением путей; 3 – краны с жестким подвесом груза (стрипперный цех)

На основании оценки сверху полученных экспериментальных данных оказалось возможным определить обобщенные числовые характеристики вероятностных распределений поперечных нагрузок основных групп мостовых кранов – значения математического ожидания $\overline{X}$ и коэффициента вариации V :

- *краны с жестким подвесом*

$$\overline{X} = 0,1F_{cp}^{\text{бг}} \sum Y \; ; \;\; V = 0,50 \, , \tag{4.46}$$

где $F_{cp}^{\text{бг}}$ − вертикальное давление колеса без груза с тележкой, расположенной посередине моста; $\sum Y$ − сумма ординат линии влияния (для колонны, подкрановой балки) при учёте одного крана;

- *многоколесные краны с гибким подвесом (число колес 8 и более)*
  - на участках путей с нормальной колеёй

$$\overline{X} = 0,08F_{cp}^{\text{бг}} \sum Y \; ; \;\; V = 0,45 \, ; \tag{4.47}$$

  - на участках с сужениями и расширениями путей, превышающими 40 мм

$$\bar{X} = 0{,}12F_{cp}^{\text{бг}}\sum Y; \quad V = 0{,}36; \tag{4.48}$$

- *четырехколесные краны с гибким подвесом*
  - коэффициент вариации $V = 0{,}36$;
  - математическое ожидание следует определять по формуле (4.43) с подстановкой $\bar{F}_{\max}$ и $\bar{F}_{\min}$, которые нужно вычислять по формулам (4.2) и (4.3) с подстановкой средних значений аргументов $\bar{Q}$, $\bar{a}$ и $\bar{y} = 1$. При отсутствии необходимых статистических данных допускается принимать a по паспортным данным, $\bar{Q} = 0{,}5Q$, где Q – грузоподъемность крана.

Приведенные статистические параметры можно рекомендовать для расчётов надёжности конструкций.

Рекомендации норм Украины

При разработке ДБН [10] в этой части были учтены основные положения, изложенные выше, относящиеся к фактической природе и величинам боковых сил мостовых кранов.

В частности, в качестве нового и достаточно радикального положения предлагается определять *предельное расчетное значение* горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути, для четырехколесных кранов по формуле

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01}, \tag{4.49}$$

где H_{01} – характеристическое значение боковой силы от одного из кранов, наиболее неблагоприятного по воздействию, расположенных на одном крановом пути, определенное по формуле (4.43);

γ_{fm} – коэффициент надежности по предельному значению крановой нагрузки, определяемый, аналогично вертикальной нагрузке, по *табл. 4.18* в зависимости от периода ее повторяемости.

Схемы приложения боковых сил четырехколесных кранов приняты по *рис. 4.15*. Наибольшие боковые силы, определенные по формуле (4.43), прикладываются к ребордам колес, ограничивающих перекос крана, в то время как на остальные колеса действуют силы, равные $0{,}1F_{\max}^{n}$ $\left(0{,}1F_{\min}^{n}\right)$.

Для многоколесных мостовых кранов аналогичная нагрузка определяется по формуле

$$H_m = \gamma_{fm} H_0, \tag{4.50}$$

где H_0 – характеристическое значение боковой силы от двух кранов, наиболее неблагоприятных по воздействию, расположенных на одном крановом пути или на разных путях в одном створе.

При этом характеристическое значение боковой силы на колесо многоколесных кранов с гибким подвесом груза H_k^n определяется по формуле (4.45), а для многоколесных кранов с жестким подвесом груза принимается равным 0,1 от максимальной вертикальной нагрузки на колесо. Схемы приложения боковых сил многоколесных кранов приняты по *рис. 4.16*.

Для подвесных кранов, для которых отсутствуют экспериментальные данные по фактическим горизонтальным воздействиям, норматив предельного расчетного значения базируется на нагрузке от торможения тележки из действующих норм [33]:

$$T_m = \gamma_{fm} \psi T_0 , \tag{4.51}$$

где T_0 – характеристическое значение поперечной нагрузки от двух наиболее неблагоприятных по воздействию подвесных кранов; характеристическое значение этой нагрузки, вызываемой торможением тележки, равно 0.05 суммы грузоподъемности крана и веса тележки;

γ_{fm} – коэффициент надежности, принимаемый по *табл. 4.18*;

ψ – коэффициент сочетаний, принимаемый по СНиП [31].

Для горизонтальной нагрузки мостовых и подвесных кранов, направленной вдоль кранового пути, действующий норматив скорректирован введением дифференцированного коэффициента надежности γ_{fm} (*табл. 4.18*):

$$P_m = \gamma_{fm} P_{01} , \tag{4.52}$$

где P_{01} – характеристическое значение нагрузки, вызванной торможением моста крана, равное 0,1 от характеристического значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана.

Эксплуатационные расчетные значения горизонтальных крановых нагрузок принимаются равными соответствующим характеристическим нагрузкам от одного крана:

$$H_e = H_{01}; \quad T_e = T_{01}; \quad P_e = P_{01} . \tag{4.53}$$

Учитывая физическую природу боковых сил кранов и схожесть характера их действия с действием вертикальных нагрузок, предложено, в отличие от СНиП, в нормы включено *квазипостоянное расчетное значение* боковых сил, равное нагрузке от одного пустого крана.

Связь горизонтальной и вертикальной крановых нагрузок

А. Экспериментальные данные. Совместное статистическое изучение вертикальных и горизонтальных нагрузок выполнялось, в частности, для разливочных кранов в мартеновском цехе [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 27]. Результаты обработки одновременных длительных записей тех и других воздействий кранов при нормальной эксплуатации цеха показаны на *рис. 4.18* в виде корреляционных графиков, где координаты каждой точки

обозначают силовое воздействие крана: абсцисса $x = F_e / F_H$ — нормированная вертикальная нагрузка; ордината $y = H_e / H_H$ — нормированная горизонтальная нагрузка. На графиках нанесены экспериментальные линии регрессии и приведены значения коэффициента корреляции r, характеризующего тесноту линейной зависимости между случайными величинами H и F. Корреляционный анализ проведен для трех створов разливочного пролета.

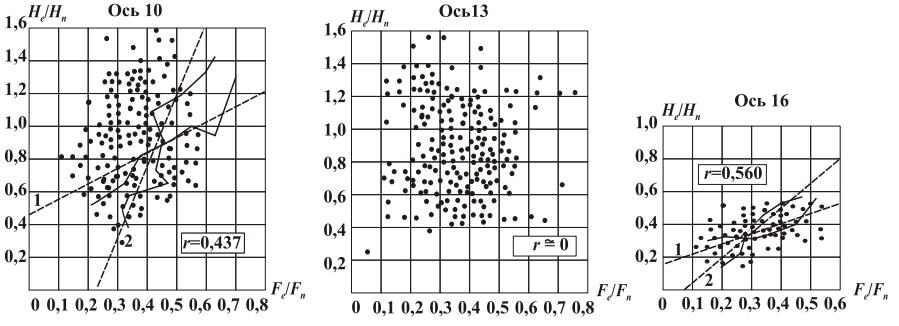


Рис. 4.18. Корреляция горизонтальных и вертикальных крановых нагрузок для многоколесных кранов (оси 10 и 16 – нормальная колея, ось 13 – расширенная колея): 1 – прямая регрессия *H* на *F*; 2 - прямая регрессия *F* на *H*

Для колонны по оси 10, находящейся на участке цеха с колеей нормальной ширины, имеет место значительный разброс точек, занимающих большое пространство корреляционного графика, причем ″облако″ несколько вытянуто и имеет заметную направленность. Коэффициент корреляции в этом случае равен $r = +0,437$, что позволяет утверждать, что здесь имеется общая вероятностная связь H от F.

Для колонн по оси 16 эта зависимость имеет те же особенности, но коэффициент корреляции несколько больше $(r = +0,56)$, а экспериментальные линии регрессии имеют более спокойный характер. Прямые регрессии, показывающие усредненную зависимость H от F для колонн по осям 10 и 16, отсекают разные отрезки на оси ординат и имеют разные углы наклона к оси абсцисс: для оси 10 – $\mathrm{tg}\alpha_{10} = 0,033$, для оси 16 – $\mathrm{tg}\alpha_{16} = 0,0242$.

Корреляционные графики, построенные для колонны по оси 13, расположенной в месте значительного отклонения ширины крановых путей от номинального размера, показывают, что зависимость H от F для этого участка цеха отсутствует $(r \approx 0)$. Таким образом, в местах чрезмерных сужений и расширений крановых путей боковые силы не зависят от вертикальных давлений колес кранов.

Б. Усредненная зависимость H от F. Вообще говоря, можно получить приближенные прямолинейные зависимости H от F, минуя построение и обработку корреляционных таблиц, если имеются отдельно распределения H и F. Эти линии должны проходить, во-первых, через точку с координа-

тами, равными статистическим средним обеих случайных нагрузок, что является общей особенностью прямых регрессии; во-вторых, через нуль, поскольку очевидно, что при отсутствии вертикальной крановой нагрузки горизонтальная нагрузка равна нулю. То обстоятельство, что прямые регрессии H на F на *рис. 4.18* пересекают ось ординат, объясняется в основном тем, что при составлении корреляционных таблиц учитывались нагрузки при сквозных проездах кранов, а также некоторой возможной нелинейностью зависимости H от F. Таким образом, коэффициент пропорциональности между горизонтальной и вертикальной составляющими крановой нагрузки определяется как

$$k = \mathrm{tg}\alpha = \frac{\bar{H}}{\bar{F}}. \qquad (4.54)$$

По полученным нами экспериментальным распределениям крановых нагрузок, а также по данным Б.Н. Кошутина [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] по этой формуле были вычислены значения k для нагрузок на колонны 12 пролетов, оборудованных мостовыми кранами различного назначения.

- Для кранов с жестким подвесом величины k получились равными 0,100÷0,167, причем если исключить более низкие значения для склада слябов и нагревательных колодцев слябинга, считая их нехарактерными для данной группы кранов, то для кранов с жестким подвесом получается узкая полоса значений коэффициента $k = 0{,}133\ldots0{,}167$.
- Для многоколесных кранов с гибким подвесом получен диапазон значений $k = 0{,}050\ldots0{,}061$.
- Для четырехколесных кранов с гибким подвесом значения k изменяются от 0,160 ... 0,190 для узких полигонов поперечных сил (копровый цех, отделение магнитных материалов) до 0,440…0,460 для более вытянутых полигонов эстакады и отделения смазки изложниц, достигая 0,620 для отделения сыпучих материалов.

Таким образом, для каждой группы мостовых кранов, разделение на которые обосновано ранее анализом полигонов поперечных сил, получены различные интервалы значений коэффициента пропорциональности между горизонтальными и вертикальными нагрузками.

С.А. Нищета [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] получил достаточно широкий диапазон значений коэффициента корреляции экспериментальных горизонтальных и вертикальных нагрузок четырехколесных кранов с жестким подвесом – в пределах r = 0,05 ... 0,79, при этом коэффициенты пропорциональности оказались зависящими от отношения пролета крана к его базе: k = 0 ... 0,3 для L_{cr}/B =3,3 ... 3,7 и k =0,4 для L_{cr}/B = 4,5.

В. Обобщенная зависимость горизонтальной и вертикальной нагрузок. Такую зависимость попытался выявить Б.Н. Кошутин, обобщив результаты исследований, проведенных в МИСИ в течение ряда лет [12]. Результатом этого стал график, по оси ординат которого были отложены результаты измерений сил H, передаваемых подкрановыми балками на колонны в уровне

их верхних поясов (*рис. 4.19*). В качестве аргумента, характеризующего вертикальную нагрузку, была выбрана полная масса крана с грузом G_K. Этот параметр можно считать достаточно общим, поскольку масса крана в общем определяет как конструкцию и размеры самого крана, так и конструкцию и жесткость каркаса цеха. От массы крана также зависит состояние крановых путей при эксплуатации цеха.

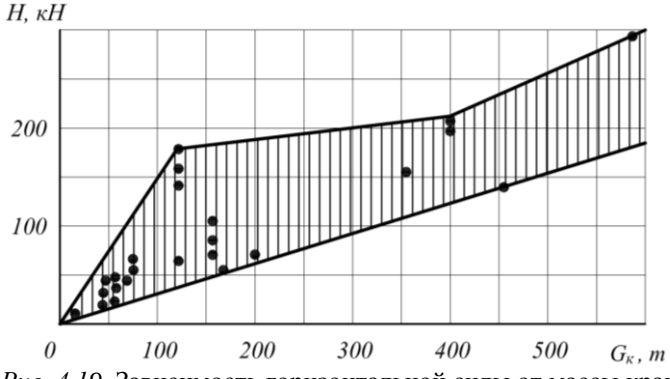


Рис. 4.19. Зависимость горизонтальной силы от массы крана с грузом

Рис. 4.19 показывает возрастающий характер зависимости горизонтальной силы от массы крана с грузом. Разброс значений H получился довольно значительным, что можно объяснить различной методикой измерения и обработки экспериментальных данных и влиянием ряда детерминированных факторов. Естественно, что в приведенных данных силы H для кранов с жестким подвесом груза превышают силы для кранов с гибким подвесом груза, а силы для кранов с центральным приводом – силы для кранов с раздельным приводом.

Г. Сочетание горизонтальной и вертикальной крановых нагрузок. Сочетание расчетных вертикальной и горизонтальной крановых нагрузок – случай очень маловероятный, что можно проиллюстрировать следующим числовым примером (для колонн разливочного пролета мартеновского цеха) Использовались следующие экспериментальные статистические крановые параметры: $\bar{H} = 0,48$, $\hat{H} = 0,257$, $\bar{F} = 0,373$, $\hat{F} = 0,136$, $r = 0,437$. Была определена плотность вероятности совместного появления расчетной вертикальной нагрузки, равной $1,2F_H$, и горизонтальной, равной $1,44H_H$, с учетом повышающего коэффициента для зданий с тяжелым режимом работы (оценка выполнялась на основе норм [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3]). Нормированные значения расчетных нагрузок равняются:

$$\xi_1 = \frac{1,44 - 0,48}{0,257} = 0,373; \quad \xi_2 = \frac{1,20 - 0,373}{0,136} = 6,0.$$

Система двух случайных величин H и F аппроксимировалась нормальным законом на плоскости с преобразованными переменными

$$x = \xi_1 = 3,73; \quad y = \frac{\xi_2 - r\xi_1}{\sqrt{1-r^2}} = 4,85.$$

Искомая плотность вероятности определилась как

$$p(\xi_1, \xi_2) = \frac{f(x)\, f(y)}{\hat{H}\hat{F}\sqrt{1-r^2}} = \frac{3,8 \cdot 10^{-4} \cdot 3 \cdot 10^{-6}}{0,257 \cdot 0,136\sqrt{1-0,437^2}} = 3,62 \cdot 10^{-8}.$$

Для оценки полученной величины полезно вспомнить, что в одномерном нормальном распределении на расстоянии $3\hat{x}$ от центра плотность вероятности составляет $4,4 \cdot 10^{-3}$.

Г. Коэффициент сочетания вертикальной и горизонтальной крановых нагрузок. Используем простую вероятностную технику случайных величин, дающую в данном случае результаты, аналогичные с представлением нагрузок в виде случайных процессов. Для этого, на основе полученных экспериментальных параметров крановой нагрузки, примем обобщенно коэффициенты вариации ее вертикальной составляющей $V_1 = 0,25$ и горизонтальной составляющей $V_2 = 0,50$, нормированное уклонение их расчетных значений от математического ожидания $\gamma = 6,0$, коэффициент корреляции $r_{12} = 0,5$.

Возьмем для примера случай, когда доли вертикальной и горизонтальной нагрузок равны $c_1 = c_2 = 0,5$, и выполним вычисления:

$$\bar{\psi}_1 = \frac{c_1}{1+\gamma V_1} = \frac{0.5}{1+6 \cdot 0,25} = 0,20; \quad \hat{\psi}_1 = \bar{\psi}_1 V_1 = 0,20 \cdot 0,25 = 0,05.$$

$$\bar{\psi}_2 = \frac{c_2}{1+\gamma V_2} = \frac{0,5}{1+6 \cdot 0,5} = 0,125; \quad \hat{\psi}_2 = \bar{\psi}_2 V_2 = 0,125 \cdot 0,50 = 0,0625.$$

Математическое ожидание коэффициента сочетания:

$$\bar{\psi} = \bar{\psi}_1 + \bar{\psi}_2 = 0,20 + 0,125 = 0,325.$$

Стандарт коэффициента сочетания без учета корреляции нагрузок

$$\hat{\psi} = \sqrt{\hat{\psi}_1^2 + \hat{\psi}_2^2} = \sqrt{0,05^2 + 0,0625^2} = 0,080.$$

Коэффициент сочетания вертикальной и горизонтальной нагрузок без учета их корреляции получается равным

$$\psi = \bar{\psi} + \gamma\hat{\psi} = 0,325 + 6 \cdot 0,08 = 0,805.$$

Стандарт коэффициента сочетания с учетом корреляции нагрузок

$$\hat{\psi} = \sqrt{\hat{\psi}_1^2 + \hat{\psi}_2^2 + 2r_{12}\hat{\psi}_1\hat{\psi}_2} = \sqrt{0,05^2 + 0,0625^2 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,05 \cdot 0,0625} = 0,0976.$$

Коэффициент сочетания вертикальной и горизонтальной нагрузок с учетом их корреляции получается несколько большим:

$$\psi = \bar{\psi} + \gamma\hat{\psi} = 0,325 + 6 \cdot 0,0976 = 0,910.$$

Значения коэффициента сочетания, полученные для различных соотношений вертикальной и горизонтальной крановых составляющих, приведены в *табл. 4.23*

Как видно из таблицы, наименьшим коэффициент сочетаний получается при равенстве нагрузок; при росте влияния одной из них он растет.

Приведенные данные свидетельствуют о возможности некоторого снижения расчетных значений крановых нагрузок при совместном учете их вертикальной и горизонтальной составляющих.

Таблица 4.23

№ варианта	Доля нагрузки		Коэффициент сочетания ψ	
	вертикальной c_1	горизонтальной c_2	без учета корреляции	с учетом корреляции
1	0,5	0,5	0,805	0,910
2	0,7	0,3	0,831	0,922
3	0,3	0,7	0,850	0,929
4	0,8	0,2	0,873	0,940
5	0,2	0,8	0,892	0,946

Определение горизонтальных крановых нагрузок по Еврокоду

Европейские нормы [37] предписывают учитывать следующие виды горизонтальных нагрузок мостовых кранов:

а) горизонтальные нагрузки, возникающие при ускорении или торможении движения крана по подкрановым путям H_L, H_T;

б) горизонтальные нагрузки от перекоса крана при его движении по подкрановым путям H_S;

в) горизонтальные нагрузки, возникающие при ускорении или торможении тележки или подвесной каретки при их движении вдоль кранового моста H_{T3};

г) нагрузка от удара буфера крана об упор H_B (см. п. 4.4);

д) нагрузка от удара буфера тележки или подвесной каретки об упор H_B, H_{TA} (см. п. 4.4).

Как видно из приведенного перечня, европейский подход к описанию горизонтальных крановых нагрузок отличается от рекомендаций, содержащихся в СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3], четким и недвусмысленным учетом боковых сил, причем раздельно для двух составляющих этих сил, а также выделением горизонтальной нагрузки от удара буфера тележки или подвесной каретки об упор (в нормах [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] регламентируется такая нагрузка только от удара моста крана).

А) *Продольные $H_{L,i}$ и поперечные $H_{T,i}$ нагрузки, вызываемые ускорением и торможением крана.* Эти нагрузки, схемы приложения которых при-

ведены на *рис. 4.17*, *а*, *б*, вызываются приводными силами, приложенными в местах контакта приводных колес с рельсами, и определяются по формулам

$$H_{L,\,i} = \varphi_5 K \frac{1}{n_r}; \tag{4.55}$$

$$H_{T,1} = \varphi_5 \xi_2 \frac{M}{a}; \tag{4.56}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \xi_1 \frac{M}{a}. \tag{4.57}$$

Здесь φ_5 – коэффициент динамичности, приведенный в *табл. 4.24*;

n_r – число подкрановых путей;

i – индекс подкрановых путей (i = 1,2);

K – приводная сила, равная

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q^*_{r,\min}, \tag{4.58}$$

где μ – коэффициент трения, равный для контакта «сталь-сталь» 0,2, для контакта «сталь-резина» 0,4;

$\sum Q^*_{r,\min} = m_w Q_{r,\min}$ – для кранов с раздельным приводом механизма передвижения моста, причем m_w – число приводных колес;

$\sum Q^*_{r,\min} = Q_{r,\min} + Q^{\min}_r$ – для кранов с центральным приводом механизма передвижения моста (см. *рис. 4.5*);

ξ_1, $\xi_2 = 1 - \xi_1$ – соотношения, определяющие координаты центра масс крана S, равные $\xi_1 l$ и $\xi_2 l$ (l – пролет крана); для их определения используются соотношения

$$\xi_1 = \sum Q_{r,\max} \Big/ \sum Q_r; \quad \sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q^{\max}_r; \tag{4.59}$$

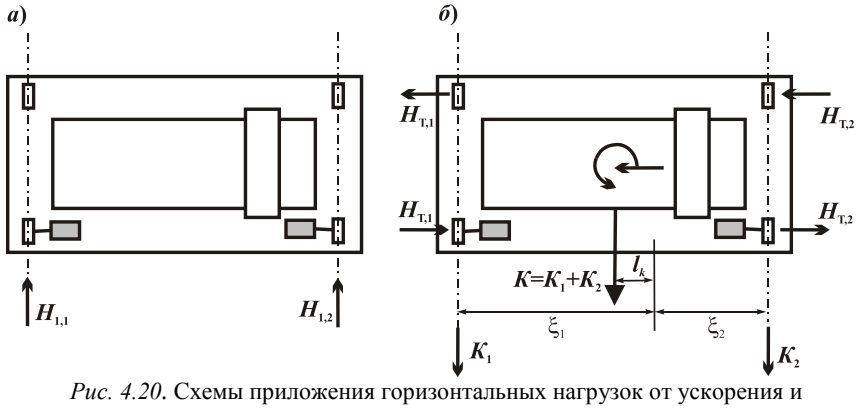


Рис. 4.20. Схемы приложения горизонтальных нагрузок от ускорения и торможения крана: *а* – продольных сил; *б* – поперечных сил

a – расстояние между ребордами колес, ограничивающими перекос крана (база крана), или направляющими роликами;

$M = K(\xi_1 - 0{,}5)l$ – крутящий момент от разницы приводных сил, приложенный в центре масс крана и уравновешенный разнонаправленными поперечными силами $H_{T,1}$ и $H_{T,2}$ (см. *рис. 4.20*, *а*).

Если динамический коэффициент φ_5 не указан в паспорте крана, его следует определять по *табл. 4.24*.

Таблица 4.24

$\varphi_5 = 1{,}0$	Для случаев действия центробежных сил
$1 \le \varphi_5 \le 1{,}5$	Для кранов с медленно меняющимися нагрузками
$1{,}5 \le \varphi_5 \le 2{,}0$	Для случаев резкого изменения нагрузок
$\varphi_5 = 3{,}0$	Для приводов с большими люфтами

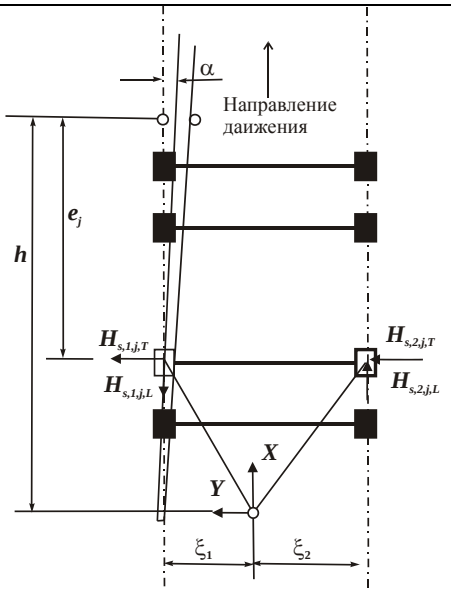


Рис. 4.21. Определение угла γ и расстояния *h*

Б) *Горизонтальные нагрузки* $H_{S,i,j,k}$ *от перекоса крана.* Эти нагрузки, схема приложения которых приведена на *рис. 4.21*, определяются по следующим формулам:

- продольные нагрузки

$$H_{S,1,j,L} = f\beta_{S,1,j,L}\sum Q_r \; ; \qquad (4.60)$$

$$H_{S,2,j,L} = f\beta_{S,2,\,j,L}\sum Q_r \; , \qquad (4.61)$$

где индекс j относится к приводным парам колес;

- поперечные нагрузки

$$H_{S,1,j,T} = f\beta_{S,1,j,T}\sum Q_r\ ; \tag{4.62}$$

$$H_{S,2,j,T} = f\beta_{S,2,j,T}\sum Q_r\ . \tag{4.63}$$

Здесь: f – безразмерный коэффициент, определяемый по формуле (4.60);

$\beta_{S,i,j,k}$ – грузовой параметр, определяемый по *табл. 4.27*;

i – индекс подкрановых путей $(i=1,2)$;

j – индекс колесных пар;

k – индекс направления силы (L – продольная, T – поперечная).

Безразмерный коэффициент f является функцией угла перекоса крана $\forall$, которая имеет следующий вид

$$f = 0,3\left[1-\exp\left(-250\forall\right)\right] \le 0,3\,. \tag{4.64}$$

Угол перекоса крана, не превышающий 0,015 рад, зависит от зазоров между направляющими устройствами и рельсами (угол $\forall_F$), от вариации размеров и износа устройств и рельсов (угол $\forall_V$) и допусков на точность направлений колес и рельсов (угол $\forall_0$):

$$\forall = \forall_F + \forall_V + \forall_0 \le 0,015\,\text{рад}\,. \tag{4.65}$$

Значения слагаемых, входящих в данную формулу, приведены в *табл. 4.25*.

Таблица 4.25

Углы $\forall_i$	Минимальные значения углов $\forall_i$
$\forall_F = \dfrac{0,75x}{a}$	$0,75x \le$ 5мм для направляющих роликов
	$0,75x \le$ 10мм для реборд колес
$\forall_V = \dfrac{y}{a}$	$y \le 0,03b$ для направляющих роликов (мм)
	$y \le 0,10b$ для реборд колес (мм)
$\forall_0$	$\forall_0$ =0,001
Обозначения: a – номинальный зазор между направляющими роликами или наружными ребордами колес и направляющим рельсом; *b* – ширина головки кранового рельса; *x* – ходовой интервал между рельсом и направляющими устройствами (боковой сдвиг); *y* – износ рельса и направляющих устройств.	

Грузовой параметр $\beta_{S,i,j,k}$ зависит от комбинаций колесных пар и расстояния h между мгновенным центром поворота крана и передними (по ходу крана) направляющими устройствами (см. *рис. 4.21*). Величины расстоя-

ний h приведены в *табл. 4.26*, выражения для определения грузового параметра $\beta_{S,i,j,k}$ — в *табл. 4.27*.

В) *Горизонтальные нагрузки, вызываемые ускорением или торможением тележки*. Эта нагрузка принимается равной 10% суммы веса тележки и груза. В этой части норматив Еврокода [7] совпадает с рекомендациями СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] для кранов с жестким подвесом, однако вдвое превышает тормозную нагрузку, рекомендуемую отечественными нормами для кранов с гибким подвесом груза.

Как указано выше, каждый из 5 видов горизонтальных крановых нагрузок Еврокод [37] предписывает учитывать раздельно.

Таблица 4.26

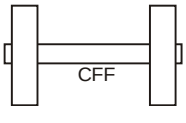
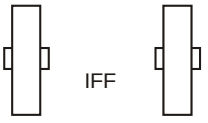
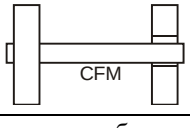
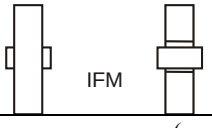
	Комбинации колесных пар		h
	Объединенная (c)	Независимая (i)	
Фиксированная/фиксированная FF			$\frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Фиксированная/подвижная FM			$\frac{m\xi_1 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Обозначения: m – число объединенных пар колес (для независимых пар $m=0$); $\xi_1 l$ – расстояние от мгновенного центра поворота до рельса 1; $\xi_2 l$ – расстояние от мгновенного центра поворота до рельса 2; e_j – расстояние между колесной парой j и передними (по ходу крана) направляющими устройствами.			

Таблица 4.27

Система	Значения параметров:				
	$\beta_{S,j}$	$\beta_{S,1,j,L}$	$\beta_{S,1,j,T}$	$\beta_{S,2,j,L}$	$\beta_{S,2,j,T}$
CFF	$1-\frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2\left(1-\frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	0

IFM		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$		0
Обозначения: n – число колесных пар; $\xi_1 l$, $\xi_2 l$ – расстояния от мгновенного центра поворота до рельсов 1 и 2; h – расстояние между мгновенным центром поворота крана и передними (по ходу крана) направляющими устройствами.					

Сравнение величин горизонтальных нагрузок, подсчитанных по различным нормам

Был выполнен комплекс исследований, ориентированных на сопоставление горизонтальных крановых нагрузок, определяемых по рекомендациям СНиП [33], ДБН [10] и Еврокода [37].

Для четырехколесных кранов, где имеются наибольшие различия, в соответствии с ДБН и СНиП были определены горизонтальные крановые нагрузки на отдельные колеса кранов, на подкрановые балки и колонны одноэтажных производственных зданий. Были рассмотрены краны грузоподъемностью 5-50тс (8 вариантов), среднего и тяжелого режимов работы, с центральным и раздельным приводом механизма движения моста, при шаге колонн 6 м и 12 м.

Из всех возможных схем приложения боковых сил, регламентированных ДБН, был выбран вариант, который дает наиболее невыгодное загружение колонн и подкрановых балок. Таким вариантом оказалась схема с ограничением перекоса крана колесами, расположенными по диагонали моста (*рис. 4.22,б*, левая колонна). По этой схеме наибольшая горизонтальная сила на колонну H_L по ДБН превышает аналогичную нагрузку T по СНиП в 3,7…6,4 раза при шаге колонн 6м и в 2,9…5,0 раза при шаге 12 м (*табл. 4.28*). При этом разница между нагрузками на колонну заметно меньше, чем разница в нагрузках на колесо, поскольку боковые силы по ДБН следует определять от одного крана, а силы торможения по СНиП – от двух кранов.

В то же время площади поперечных сечений подкрановых балок, подобранных по нагрузкам выбранных кранов согласно ДБН, в среднем всего на 1,3…4,5% превышают значения, подсчитанные по СНиП. Этот оптимистический вывод связан с тем, что сечения подкрановых балок определяются в большей мере вертикальной крановой нагрузкой, которая осталась практически неизменной в ДБН, в то время как увеличенная горизонтальная нагрузка незначительно влияет только на тормозную конструкцию, подбираемую достаточно часто конструктивно с запасом.

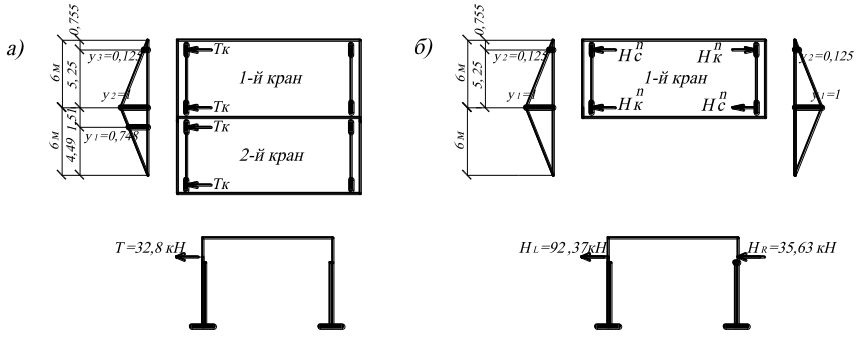


Рис. 4.22. Схемы приложения крановых сил к поперечной раме: а) тормозных сил T от двух кранов; б) боковых сил H_R, H_L от одного крана

Таблица 4.28

Нагрузки		Краны					
		5тс	10тс	15тс	15/3тс	20/5тс	30/5тс
на колесо H_k^n/T_k		10,46	9,62	8,69	7,94	7,19	6,35
на колонну H_L/T	Шаг 6м	6,36	5,88	5,28	4,86	4,39	3,73
	Шаг 12м	5,04	4,44	3,98	3,67	3,31	2,93

Таблица 4.29

Шаг поперечных рам	Тип привода механизма передвижения моста крана	Тип покрытия	Горизонтальная нагрузка на рамы от мостовых кранов			Отношение горизонтальных нагрузок H_L/T	Отношение изгибающих моментов в опорном сечении рамы	
			по СНиП	по ДБН				
			Тормозная сила T, кН	Боковые силы			M_H^{PL}/M_T	M_T/M_H^{SP}
				H_L, кН	H_R, кН			
Кран грузоподъемностью 50 тс								
6 м	Центральный	жесткое	32,80	92,37	35,63	2,8	3,6	0,601
		нежесткое						0,576
	Раздельный	жесткое		66,20	38,90	2,0	2,9	0,798
		нежесткое						0,760
12 м	Центральный	жесткое	50,00	73,46	39,75	1,5	2,1	1,078
		нежесткое						0,915
	Раздельный	жесткое		73,46	28,31	1,5	1,9	1,146
		нежесткое						0,980

Кран грузоподъемностью 30 тс								
6 м	Централь-ный	жесткое	21,1	62,00	22,41	2,9	3,7	0,582
		нежесткое						0,558
	Раздель-ный	жесткое		36,80	36,23	1,7	3,0	0,778
		нежесткое						0,742
12 м	Централь-ный	жесткое	31,9	49,61	25,65	1,6	1,8	0,828
		нежесткое						0,681
	Раздель-ный	жесткое		49,61	18,40	1,6	1,6	1,337
		нежесткое						1,152
Обозначение моментов: M_T – от тормозной силы Т; M_H^{PL} – от боковых сил, плоская рама; M_H^{SP} – от боковых сил, с учетом пространственной работы								

Для сопоставления усилий в поперечной раме в качестве примера рассмотрен случай однопролетного одноэтажного производственного здания пролетом 24 м, длиной 120м с мостовыми кранами режима работы 5К грузоподъемностью 50 тс (база В=6760 мм, пролет L=22,5 м) и 30 тс (база В=6300 мм, пролет L=22,5 м), отметка кранового рельса 12,4 м.

Полученные результаты представлены в *табл. 4.27.* Как видно из таблицы, при расчете плоской рамы на действие боковых сил по ДБН изгибающие моменты в опорных сечениях колонн в 1,6…3,7 раз превышают моменты, определенные по СНиП, в зависимости от типа мостовых кранов и шага колонн. Приемами ослабления негативных последствий учета крановых боковых сил в расчетах поперечных рам производственных зданий, судя по *табл. 4.29,* являются переход к мостовым кранам с раздельным приводом механизма передвижения моста (вместо центрального привода) и учет пространственной работы каркасов.

В отличие от четырехколесных кранов, многоколесные краны не склонны к перекосам моста при его движении по подкрановым путям, что заметно влияет на величину боковых сил. Здесь рассмотрены краны грузоподъемностью 80 – 160 тс, для которых подсчитаны боковые силы H_k^n по ДБН, тормозные силы T_k^n по СНиП, а также нагрузки на поперечную раму (*табл. 4.30*).

Для варианта ДБН принята схема приложения боковых сил к поперечной раме, которая дает максимальные усилия в левой колонне от двух сближенных кранов, когда к одной стороне крана приложена боковая сила, направленная в середину пролета, а к другой стороне – половинная боковая сила, также направленная в середину пролета (*рис. 4.23, б*).

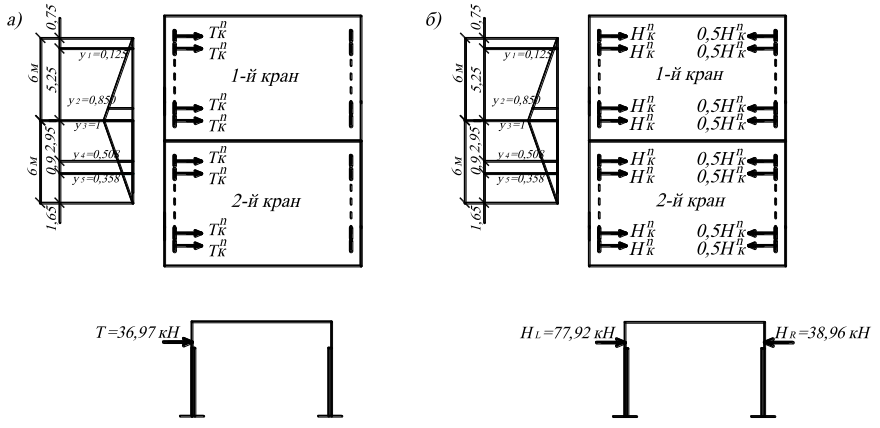


Рис. 4.23. Схемы приложения крановых сил к поперечной раме:
а) тормозных сил T; б) боковых сил H_R, H_L

Соотношения вычисленных значений крановых нагрузок на колесо представлены в *табл. 4.30*, а на раму — в *табл.4.31*.

Таблица 4.30

Режим работы кранов		Нормы	Нагрузка	Грузоподъемность кранов, тс			
				80/20	100/20	125/20	160/32
Средний режим		ДБН	H_k^n, L	22,86	26,34	30,08	18,03
			H_k^n, R	11,43	13,17	15,04	9,01
		СНиП	T_k^n	14,04	17,04	20,40	12,88
		$H_k^n, L / T_k^n$		1,628	1,546	1,475	1,400
Тяжелый режим	Гибкий подвес	ДБН	H_k^n, L	26,63	30,06	34,17	22,12
			H_k^n, R	13,32	15,03	17,08	11,06
		СНиП	T_k^n	39,70	45,60	50,80	39,70
		$H_k^n, L / T_k^n$		0,671	0,659	0,673	0,557
	Жесткий подвес	ДБН	H_k^n, L	39,70	45,60	50,80	39,70
			H_k^n, R	19,85	22,80	25,40	19,85
		СНиП	T_k^n	39,70	45,60	50,80	39,70
		$H_k^n, L / T_k^n$		1,000	1,000	1,000	1,000

Таблица 4.31

Режим работы кранов		Нормы	Нагрузка	Грузоподъемность кранов, тс			
				80/20	100/20	125/20	160/32
Средний режим		ДБН	H_L	77,92	87,11	99,47	100,33
			H_R	38,96	43,55	49,73	50,16
		СНиП	T	36,97	43,54	52,14	55,40
		H_L / T		2,108	2,001	1,908	1,811
Тяжелый режим	Гибкий подвес	ДБН	H_L	82,52	90,37	102,73	111,91
			H_R	41,26	45,19	51,37	55,96
		СНиП	T	43,49	50,41	60,38	64,56
		H_L / T		1,897	1,793	1,701	1,733
	Жесткий подвес	ДБН	H_L	123,00	137,10	152,74	200,88
			H_R	61,50	68,55	76,37	100,44
		СНиП	T	86,98	100,83	120,75	90,84
		H_L / T		1,414	1,360	1,265	2,211

Анализ соотношения вычисленных величин горизонтальных крановых нагрузок, определенных согласно ДБН и СНиП, показал, что при среднем режиме работы многоколесных кранов нагрузки на их колеса, определенные согласно ДБН, превышают аналогичные нагрузки согласно рекомендациям СНиП в 1,49 - 1,63 раз. При тяжелом режиме работы возможно применение кранов, как с гибким, так и с жестким подвесом. При этом нагрузки на колеса многоколесных кранов с гибким подвесом, определенные по ДБН, составляют всего 0,56 - 0,67 нагрузок по СНиП. Для кранов тяжелого режима с жестким подвесом порядок определения боковых сил по ДБН аналогичен установлению таких же сил согласно СНиП, чем объясняется равенство величин нагрузок на колеса, определенных по разным нормам (*табл. 4.30*).

Для оценки воздействия на конструкции на примере одноэтажного производственного здания с шагом поперечных рам 6 и 12 м, оснащенного мостовыми кранами грузоподъемностью Q = 80 – 160 тс (среднего и тяжелого режимов работы), были вычислены изгибающие моменты в подкрановых балках и в колоннах. Результаты этих вычислений представлены в *табл. 4.32*. Сопоставление величин внутренних усилий в опорном сечении колонны указывает на уменьшение этих усилий примерно на 30-49% при использовании рекомендаций ДБН.

Для сравнения величин горизонтальных крановых нагрузок, подсчитанных по различным нормам, рассмотрен стандартный четырехколесный кран грузоподъемностью 15 тс с гибким подвесом груза, пролетом 22,5 м и базой 4,4 м. Подсчитанные по различным нормативным документам горизонталь-

ные нагрузки для выбранного крана приведены в *табл. 4.33*. Характеристические значения горизонтальных нагрузок, в частности четырехколесных кранов с гибким подвесом груза, регламентируемые Еврокодом [37], значительно больше нормативных величин тех же нагрузок по СНиП [33]. При этом существенное расхождение относится не только к тормозным силам T_K^n, но и к боковым силам H_K^n. Такое положение подчеркивает актуальность и своевременность включения учета повышенных боковых сил мостовых кранов в ДБН [10], тем более что предложенная нами в этот проект формула боковых сил (4.43) дает величины, близкие с рекомендуемыми Еврокодом значениями горизонтальных сил от перекоса крана. Можно даже говорить о совпадении указанных значений нагрузок H_{01} и $H_{S,T}$, если к боковым силам по ДБН применить коэффициент динамичности 1,1 …1,2, по аналогии с Еврокодом.

Таблица 4.32

Режим работы кранов	Подвес	Шаг рам	Изгибающие моменты: M_T – от тормозной силы T; M_H – от боковых сил					
			В опорном сечении колонны			В подкрановой балке		
			M_T, кНм	M_H, кНм	M_H / M_T	M_T, кНм	M_H, кНм	M_H / M_T
Грузоподъемность крана Q = **80/20 тс**								
Средний	Гибкий	6 м	230,79	185,30	0,803	70,06	114,10	1,629
		12 м	403,37	323,86		124,35	202,53	
Тяжелый	Гибкий	6 м	271,49	219,32	0,808	220,72	134,61	0,610
		12 м	474,51	383,33		392,92	239,63	
	Жесткий	6 м	542,98	359,61	0,662	220,72	220,72	1,000
		12 м	949,02	628,53		392,92	392,92	
Грузоподъемность крана Q = **100/20 тс**								
Средний	Гибкий	6 м	276,0	210,33	0,762	85,15	131,63	1,546
		12 м	481,36	366,83		145,53	224,96	
Тяжелый	Гибкий	6 м	319,56	243,89	0,763	253,43	151,86	0,599
		12 м	557,33	425,35		435,01	260,67	
	Жесткий	6 м	639,12	407,0	0,637	253,43	253,43	1,000
		12 м	1114,66	709,83		435,01	435,01	
Грузоподъемность крана Q = **125/20 тс**								
Средний	Гибкий	6 м	330,47	240,18	0,727	101,45	149,56	1,474
		12 м	567,36	418,88		174,12	256,71	
	Гибкий	6 м	382,71	277,25	0,724	283,46	173,33	0,611

Тяжелый		12 м	667,46	483,53		484,88	296,49	
	Жесткий	6 м	765,41	453,41	0,592	283,46	283,46	1,000
		12 м	1334,91	790,78		484,88	484,88	
Грузоподъемность крана Q = **160/32 тс**								
Средний	Гибкий	6 м	342,82	236,48	0,690	91,66	128,26	1,399
		12 м	680,05	469,11		182,42	255,27	
Тяжелый	Гибкий	6 м	399,51	294,82	0,738	251,42	157,97	0,628
		12 м	792,5	584,84		506,53	318,26	
	Жесткий	6 м	799,02	469,22	0,587	251,42	251,42	1,000
		12 м	1585,01	930,80		506,53	506,53	

В *табл. 4.33* интервал значений сил торможения крана по Еврокоду определен с учетом коэффициента динамичности $\varphi_5 = 1,0 \div 1,5$. При учете более высоких коэффициентов динамичности нагрузки от ускорения и торможения крана будут соответственно выше. Границы интервала нагрузки от перекоса крана соответствуют среднему и крайнему положению тележки с грузом.

Таблица 4.33

№	Нормы	Наименование горизонтальной нагрузки	Обозначение	Величина, кН
1	СНиП 2.01.07-85	Тормозная сила	T_K^n	5,1
		Боковая сила	H_K^n	18,5
2	ДБН	Боковая сила	H_{01}	40,0
3	Еврокод-1	Нагрузка от ускорения и торможения крана	$H_{T,1}$	38,8 – 58,1*
		Нагрузка от перекоса крана	$H_{S,T}$	31,3 – 48,0*
		Тормозная сила	$H_{T,3}$	10,2

4.4. Нагрузка от удара крана о тупиковый упор

Согласно СНиП [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3], характеристическое значение горизонтальной нагрузки F, кН, направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор (буфер), следует определять по формуле

$$F = \frac{mv^2}{f}, \tag{4.66}$$

В формуле (4.66):

v – скорость передвижения крана в момент удара (м/с), принимаемая равной половине номинальной;

f – возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая равной 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза грузоподъемностью не более 50 тс групп режимов работы 1К–7К и 0,2 м – в остальных случаях;

m – приведенная масса крана, определяемая по формуле

$$m = \frac{m_M}{2} + \left(m_T + km_Q\right)\frac{L_{cr} - a}{L_{cr}}, \tag{4.67}$$

где m_M – масса моста крана, т;

m_T – масса тележки, т;

m_Q – масса груза, равная грузоподъемности крана, т;

k – коэффициент; $k = 0$ – для кранов с гибким подвесом; $k = 1$ – для кранов с жестким подвесом груза;

L_{cr} – пролет крана, м;

a – максимальное приближение тележки к рассматриваемому ряду, м.

Аналогичный подход используется для определения нагрузки от удара тележки крана о свои упоры.

Предельное расчетное значение данной нагрузки для кранов с учетом коэффициента надежности γ_{fm} (см. *табл. 4.18*) принимается не больше максимальных значений, указанных в *табл. 4.34*.

Данный подход без изменений включен в ДБН [10].

Величина нагрузки от удара крана (тележки) о тупиковый упор определена из условия поглощения кинетической энергии крана или тележки с момента их удара о буфер до полной остановки [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. На практике, чтобы не допустить удара крана (тележки) о буфер с номинальной скоростью, устанавливаются удлинители и конечные выключатели. При подходе крана или тележки в крайние положения питание их током прерывается на таком расстоянии от упора, чтобы в момент удара о буфер скорость крана снизилась и не превышала половины номинальной, что учитывается в формуле (4.66).

Таблица 4.34

Краны	Предельные значения нагрузок F, кН (тс)
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10 (1)
Электрические мостовые:	
- общего назначения групп режимов работы 1К–3К	50 (5)

- общего назначения и специальные групп режимов работы 4К–7К, а также литейные	150 (15)
- специальные группы режима работы 8К с подвесом груза:	
• гибким	250 (25)
• жестким	500 (50)

Исходное условие, определяемое равенством кинетической энергии удара и работой сил сопротивления при замедленном движении крана после удара о буфер, выражается в общем виде следующим уравнением:

$$\frac{\left(m_{cr}+km_Q\right)v^2}{2}=Wf+\int Fdf\ , \tag{4.68}$$

где m_{cr} – эквивалентная (приведенная) масса крана, кинетическая энергия которой складывается из кинетической энергии массы вращающихся частей механизма передвижения крана и поступательно движущейся массы крана;

km_Q – приведенная масса груза с учетом гибкости подвеса;

W – сила сопротивления движению ходовых частей крана, включая тормозное усилие, приведенное к ободу приводных колес.

Влияние кинетической энергии груза при гибком подвесе и его значительной длине невелико (5 ... 20%), поэтому обоснованным для этого случая является принятие $k=0$ в формулах (4.67) и (4.68). Учитывая, что кинетическая энергия вращающихся частей механизма передвижения может частично расходоваться на пробуксовку ходовых колес при ударе об упор и на работу при деформации крановых и подкрановых металлоконструкций, влиянием этой составляющей кинетической энергии в практических расчетах можно пренебречь. Если не учитывать первое слагаемое правой части выражения (4.64) и принять во внимание, что величина $\int Fdf$ для пружинных, пружинно-фрикционных и приближенно для резиновых буферов составляет $0,5Ff$ (для гидравлических буферов Ff), то получаем выражение (4.66) для нагрузки от удара крана об упор, приведенное в действующих нормах.

Еврокод-1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**7] предписывает определять данную нагрузку, базируясь на тех же исходных предпосылках, по следующей формуле:

$$H_{B,1}=\varphi_7\nu_1\sqrt{m_cS_B}\ , \tag{4.69}$$

где ν_1 – скорость движения крана, равная 70% номинальной скорости, м/с;

m_c – масса крана и поднимаемого груза, кг;

S_B – характеристика жесткости буфера, кН/м;

φ_7 – коэффициент динамичности, равный 1,25 для пружинных буферов и 1,60 – для гидравлических буферов.

Сравнивая приведенную выше формулу (4.66) действующих норм [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**3] с нормативом Еврокода-1 (4.69),

отметим, что последний учитывает повышенную скорость крана, довольно значительный коэффициент динамичности и переменную характеристику жесткости буфера. Можно говорить поэтому о превышении расчетной нагрузки от удара крана об упор по Еврокоду по сравнению с рекомендациями отечественных норм.

Опыт эксплуатации мостовых кранов в действующих цехах, выявивший повреждения и даже разрушения крановых упоров [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], свидетельствует о значительности нагрузок от ударов кранов об упоры и может служить косвенным подтверждением приведенных выше рекомендаций по учету этих нагрузок

Литература

1. Валь В.Н., Горохов Е.В., Уваров Б.Ю. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. – М.: Стройиздат, 1987. – 220 с.
2. Васильев А.А., Кунин Ю.С., Яковенко А.Т. Об уточнении расчетных вертикальных нагрузок от мостовых кранов // Пром. стр-во. – 1974. – №6.
3. Горохов Е.В., Кричевский А.П., Кардаков В.В., Рухович И.Р. Исследование фактических силовых воздействий мостовых кранов и несущей способности подкрановых балок в условиях длительной эксплуатации цехов // Надежность и контроль качества строительных конструкций: Сб. статей (выпуск 4). – Куйбышев, КуИСИ, 1976. – С.80 –90.
4. Горохов Е.В. Диагностика, выявление резервов несущей способности и усиление металлоконструкций промзданий при реконструкции: Учеб. пособие. – К.: Минвуз УССР, 1987. – 84 с.
5. Горохов Е.В., Рухович И.Р. К вопросу о нормировании нагрузок и воздействий от мостовых и подвесных кранов // Металеві конструкції, 6 №1 (2003). – С. 5 – 8.
6. ГОСТ 25546-82. Краны грузоподъемные. Режимы работы. - М.: Изд-во стандартов, 1983. – 7 с.
7. Гохберг М.М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин: 2-е изд.– Л.: Машиностроение, 1969. – 520 с.
8. Данилов П.С. Вертикальные местные давления катков мостовых кранов // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1971. – №4.
9. ДБН 362-92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації / Держбуд України. – Укрархінформ, 1992. – 47с.
10. ДБН В.1.1-2:2006. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия / Минстрой Украины.— К.: Изд-во «Сталь», 2006.– 59 с.
11. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий. — М.:Стройиздат,1969. – 415 с.
12. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н., Уваров Б.Ю., Вольберг Ю.Л. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий. 2-е изд.– М.:Стройиздат,1984. – 302 с

13. Кикин А.И., Фигаровский А.В., Пичугин С.Ф. Экспериментальные данные о поперечных горизонтальных силах от разливочных кранов // Пром. стр-во. – 1967. – №12. – С. 8 – 13.
14. Кошутин Б.Н., Кунин С.А., Нищета.С.А. Исследование вертикальных и горизонтальных воздействий от мостовых кранов методом статистического моделирования // Облегченные конструкции покрытий зданий. – Ростов-на-Дону, 1979. – С. 195 – 199.
15. Кунин Ю.С. Определение коэффициентов перегрузки вертикальной крановой нагрузки по экспериментальным данным // Методы испытаний строительных материалов, конструкций и сооружений. Сб. трудов №69. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева,1969.
16. Пашинский В.А. Методика определения коэффициентов сочетания усилий от снеговых, ветровых и крановых нагрузок // Строит. механика и расчет сооружений. – 1988. – №2. – С. 73-76.
17. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. – К.: УкрНДІПСК, 1999. – 185 с.
18. Пичугин С.Ф. К исследованию крайних частей статистических распределений (на примере нагрузок мостовых кранов) // Проблемы надежности в строительном проектировании. – Свердловск, 1972 – С.169 – 175.
19. Пичугин С.Ф. Статистические характеристики горизонтальных поперечных нагрузок мостовых кранов // Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1976. – С.135 –138.
20. Пичугин С.Ф. Вероятностное представление нагрузок, действующих на строительные конструкции // Изв. вузов. Стр-во. – 1995. – №4. – С. 12-18.
21. Пичугин С.Ф., Леванин Ю.П. Результаты экспериментального изучения вертикальных нагрузок мостовых кранов на колонны мартеновских цехов // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1974. - №12. – С.31 – 35.
22. Пічугін С.Ф., Махінько А.В. До оцінки надійності сталевих підкранових балок // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ООО Внешрекламсервис, 2003. – С. 201 –207.
23. Пічугін С.Ф., Северин В.О. Надійність елементів сталевих коркасів промислових будівель, що працюють при дії кранового навантаження // Коммунальное хозяйство городов. Науч.-техн. сб., вып.39. Сер.: техн. науки. – К.: Техніка, 2002. – С.28-33.
24. Пічугін С.Ф., Бражник О.О., Маслова Ю.Е. Порівняльний аналіз горизонтальних кранових навантажень, визначених за різними нормами проектування // Зб. наук. праць УкрНДІПСК. Вип. 1 – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – С.95 – 97.
25. Пічугін С.Ф., Маслова Ю.Е. Аналіз силового впливу багатоколісних мостових кранів на конструкції виробничих будівель // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Вип. 18. – Рівне: НУВГП, 2009. – С. 280 – 287.
26. Пічугін С.Ф., Маслова Ю.Е. Кранові навантаження у вітчизняних та європейських нормах // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім.. Ю.Кондратюка. – Вип..23. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – С.151 – 160.
27. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 456 с.
28. Плотников В.А. Исследование горизонтальных силовых воздействий от мостовых кранов // Межвузовский сб. науч. тр. МГМИ. – Магнитогорск, 1990. – С. 122 – 125.

29. Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов. – М.: «Металлургия»,1979. – 192 с.

30. Пятницкий А.А. Статистическое исследование работы подвесных однобалочных кранов // Вестник машиностроения. – 1981. – №2.

31. Сабуров В.Ф., Ли М.Л. Статистическое исследование процесса нагружения подкрановых балок мостовыми кранами // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Межвуз. сб. научных трудов. Вып. 3. – Магнитогорск: МГТУ, 2003. – С. 80 – 88.

32. Сахновский М.М., Жемчужников Г.В., Динельт Ю.Б., Зданевич Ю.А. Металлические конструкции (техническая эксплуатация). – К.:"Будівельник", 1976. – 256 с.

33. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

34. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР,1990. – 96 с.

35. Уваров Б.Ю., Окулов П.Д. Методика исследования совместного воздействия нагрузок от подвесных кранов и снега на покрытие промзданий // Изв. вузов. Стр-во и ар-ра. – 1982. – №11.

36. Шапиро Г.А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов – М. -Л.: Госстройиздат, 1952. – 287 с.

37. EN 1991-3. Eurocode 1: Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery. – Brussels: CEN, Sep 2006.– 42 p.

38. Pichugin S. Probabilistic Description of Crane Load on Building Structures// XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Tom III. – Poznan-Krynica, 1997. – P. 171 – 178.

39. Pichugin S. Analysis of Bridge Crane Loads on Industrial Buildings // XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Tom VII. – Poznan-Krynica, 1998. – P. 41 – 47.

5. НАГРУЗКИ ОТ ВНУТРИЦЕХОВОГО ТРАНСПОРТА

5.1. Общие сведения

Внутрицеховой транспорт обслуживает технологический процесс производств, размещенных в производственных зданиях, путем перемещения всевозможных грузов: материалов, полуфабрикатов, изделий, конструкций. С точки зрения воздействия на конструкции зданий современный внутрицеховой транспорт можно подразделить на следующие основные системы [2, 3].

1. *Надземный горизонтальный транспорт:*
   - мостовые и подвесные краны (нагрузки от которых подробно рассмотрены в разделе 4);
   - монорельсовые тельферы, тали;
   - цепные конвейеры;
   - подвесные транспортеры;
   - подвесные системы трубопроводного гидравлического и пневматического транспорта.

Эти системы транспорта крепятся к конструкциям покрытия (подвесные системы) или к колоннам каркаса здания (опорные системы) и полностью передают свои силовые воздействия на несущие конструкции производственных зданий.

2. *Напольный и наземный транспорт:*
   - транспорт периодического действия:
     - безрельсовый – автопогрузчики, автокары, электрокары, автомобили, тягачи с прицепами;
     - рельсовый – железнодорожные вагоны нормальной и узкой колеи, вагонетки, траверсные передаточные тележки, напольные завалочные машины, козловые и портальные краны;
   - транспорт непрерывного действия:
     - конвейеры – с гибким тяговым органом (ленточные, пластинчатые, скребковые, ковшовые, тележечные) и без тягового органа (винтовые, роликовые, штанговые и др.);
     - рольганги различного типа.

Нагрузки от этих систем транспорта передаются на перекрытия, рабочие площадки, погрузочные и разгрузочные эстакады и рампы.

3. *Вертикальный транспорт:*
   - лифты;
   - элеваторы;
   - нории;
   - винтовые шнеки.

Нагрузки этих систем транспорта, применяемые в многоэтажных зданиях, передаются на конструкции специальных шахт, наклонных галерей и т. д.

5.2. Нагрузки от безрельсового транспорта

Основные параметры средств безрельсового транспорта

Нагрузки от безрельсового транспорта задаются в виде схемы транспортного средства с указанием его габаритов, нагрузки на колесо (или ось), формы, площади и размеров следа приложения нагрузки к поверхности пола. Число одновременно учитываемых в расчете безрельсовых транспортных средств и схемы возможного их размещения также указываются в технологическом задании.

В *табл. 5.1* и *5.2* приведены параметры некоторых типов вилочных электропогрузчиков и автопогрузчиков, наиболее часто работающих на технологических площадках.

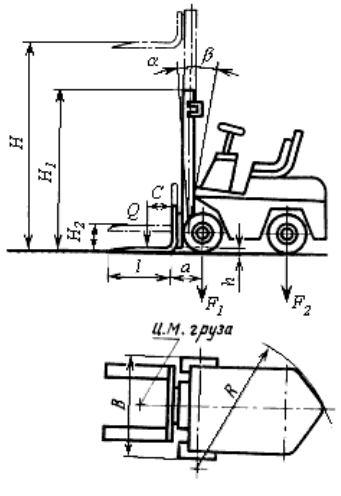


Рис. 5.1. Автопогрузчик вилочный общего назначения

Вилочный погрузчик представляет собой самоходную машину, оборудованную устройством для захвата груза, перемещения, погрузки его в транспортные средства или выгрузки и укладки в штабель. Кроме вилочного подхвата, являющегося основным рабочим органом, погрузчики имеют комплекты различного сменного оборудования (безблочную стрелу, ковш, грейферный захват, боковые захваты и др.) (*рис. 5.1*). При увеличении грузоподъемности с 3,0 тс до 10 тс их колея расширяется с 1,65 м до 1,92 м, база увеличивается с 1,75 м до 2,90 м, а нагрузка на более нагруженную ось возрастает почти в 3 раза и достигает значительной величины – 215 кН.

В то же время удельное давление колес погрузчиков изменяется незначительно за счет соответствующего выбора скатов. Параметры условного автомобиля с расчетной нагрузкой Н-13 приведены для сравнения в *табл. 5.3*. Аналогичные параметры для электропогрузчиков грузоподъемностью 0,5…3,0 тс составляют: колея 0,80…0,895 м, база 0,80…1,47 м, нагрузка на более нагруженную ось — 14,54…70,0 кН.

Таблица 5.1

Параметры	Модели производства СНГ [5, 9, 20]				
	Электропогрузчики		Автопогрузчики		
	ЭП-05 4015	КВЗ-04	4000М 4043	4003М 4045	4008
Грузоподъемность, тс	0,5	1,5	3,0	5,0	10,0
База, м	0,8	1,12	1,75	2,20	2,90
Колея колес	0,8	0,82	1,65	1,74	1,92
Число скатов	2(1)	2(2)	4(2)	4(2)	4(2)
Вес машины, кН	14,8	26,5	50,6	64,0	141,3
Нагрузка на ось в рабочем состоянии $F_1(F_2)$, кН	14,54 (4,46)	34,75 (6,75)	72,80 (7,70)	102,5 (12,3)	215,0 (16,34)
Удельное давление по опорному эллипсу, МПа	0,7 (1,05)	1,73 (0,54)	0,74	0,55 (0,70)	0,55 (0,50)
Полуоси опорного эллипса в нагруженном состоянии, мм	115 (105)	115 (136)	-	98×151 (98×88)	142×219 (121×191)
Примечание. Передней считается ось погрузчика со стороны рабочего органа, задней – со стороны мотора. Цифры в скобках относятся к задней оси. В величинах нагрузок на оси учтено увеличение на 10% в момент подъема груза.					

Таблица 5.2

Параметры	Модели фирмы «Балканкар Ф7.ЕУ»		
	10.25.2	20.33	20.32
Грузоподъемность, тс	1,0	2,0	3,0
База, м	1,0	1,28	1,47
Колея колес, м:	0,785	0,86	0,895
Вес автопогрузчика, кН	24,6	35,0	51,0
Нагрузка на ось в нагруженном состоянии $F_1(F_2)$, кН:	27,0 (15,4)	50,0 (22,0)	70,0 (35,0)

Распространенными универсальными транспортными средствами, которые широко используются для обслуживания процессов различных производств, являются электрокары, нагрузочные параметры которых приводятся в *табл. 5.3.*

Таблица 5.3

Марка	Кол-во осей	Нагрузка на колесо F, кН	Площадь следа колеса A, см^2	Удельное давление на пол, p, МПа	Диаметр круга следа колеса D, см
ЭК-1,5	2	6,25	42	1,50	7,3
ЭК-2	2	6,75	56	1,57	8,3
ТС	2	12,00	78	1,53	10,0
Трейлер Т-101	3	64,40	1073	6,00	37,0
Условный автомобиль с расчетной нагрузкой Н-13	2	45,50	910	5,00	34,0

Примечания.
1. Удельное давление определяется по формуле $p = F/A$.
2. Диаметр круга, равновеликого площади следа, определяется по формуле $D = \sqrt{4A/\pi}$.

Вертикальные нагрузки колес погрузчиков

Безрельсовый транспорт использует колеса с массивными резиновыми шинами и колеса с пневматическими шинами, допустимые нагрузки на которые различаются вследствие различного характера контакта с покрытием дороги. Нагрузки от колес погрузчиков и других видов безрельсового транспорта можно получить по паспортным данным, например из приведенных выше таблиц, путем расчета по весовым характеристикам, а также посредством анализа силового взаимодействия в месте контакта колеса с покрытием дороги.

1. *Колеса с массивным резиновым ободом.* Для таких колес, имеющих диаметр D_k и ширину обода B, допускаемая вертикальная нагрузка на колесо равна (*рис. 5.2, а*):

$$F_{\max} = 2l_k B p_{ср}, \tag{5.1}$$

где $2l_k$ – длина следа колеса;

$p_{\text{ср}}$ – усредненное давление колеса на контактную поверхность.

Если обозначить деформацию шины как $\delta = k_\delta D_k$, где $k_\delta = 0{,}01\ldots0{,}025$, можно получить следующее выражение для длины следа колеса:

$$l_k = \sqrt{k_\delta (1 - k_\delta) D_k} \tag{5.2}$$

Заменяя распределение удельной нагрузки на шину по эллипсу с максимальным значением $p_{\max}$ равновеликим прямоугольником, получим значение $p_{\text{ср}}$

$$p_{\text{ср}} = 0,25\pi p_{\max}. \tag{5.3}$$

Ширину обода можно связать с диаметром колеса выражением $B = k_b D_k$, где $k_b = 0,13\ldots0,40$. Тогда из формулы (5.1) получаем [21]

$$F_{\max} = \frac{\pi k_b}{2k_k}\sqrt{k_\delta(1-k_\delta)}\,D_k^2\,p_{\max}, \tag{5.4}$$

где $k_k = 1,1\ldots1,4$ – коэффициент, учитывающий поперечную криволинейность колеса и наличие протектора;

$p_{\max} = 1,4..2,0$ МПа – допускаемое давление в зависимости от условий работы.

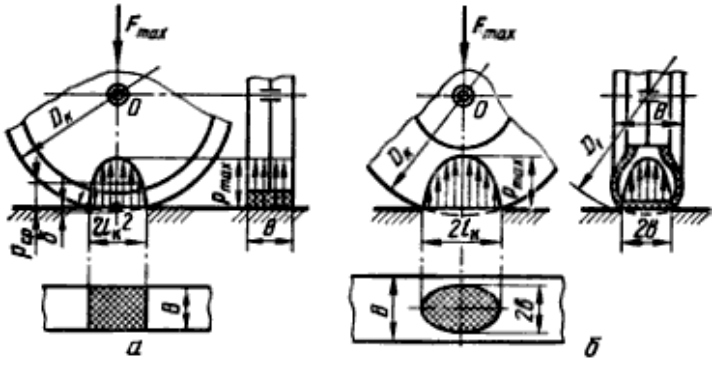


Рис. 5.2. Схемы к расчету колеса погрузчика:
а — с массивным ободом; *б* — пневматического

Формула (5.4) дает возможность приближенно оценить максимальную нагрузку на колесо с массивной шиной заданного диаметра.

Для применяемых на практике колес на массивных резиновых шинах диаметром 0,1…0,6 м с шириной обода 0,025…0,10 м допускаемая статическая нагрузка находится в диапазоне 0,4…10,0 кН.

2. *Колеса с пневматическими шинами.* Такие колеса различают по давлению: высокому $p = 0,27\ldots0,58$ МПа – для автопогрузчиков и автомобилей; низкому $p = 0,08\ldots0,25$ МПа – для погрузочных машин. Нагруженное нагрузкой $F_{\max}$ колесо деформируется в двух направлениях с пятном контакта в виде эллипса с полуосями l_k и b (*рис. 5.2*, *б*).

- *Шины высокого давления*. При таких шинах и твердом покрытии под нагрузкой деформируются только шины. Давление на пятне контакта распределяется по закону эллипсоида с максимальным значением

$$p_{\max} = \frac{1{,}5F_{\max}}{\pi l_k b} \tag{5.5}$$

Если принять приближенно $D_1 = D_k$, то на основании теории контактных напряжений можно получить:

$$l_k = b = 0{,}034\sqrt{D_k F_{\max}} \tag{5.6}$$

Совместное решение уравнений (5.5) и (5.6) дает формулу, по которой можно рассчитывать D_k и $F_{\max}$ [21]:

$$p_{\max} = 413\sqrt{F_{\max} / D_k^2}\ , \tag{5.7}$$

где $p_{\max} = 1{,}56\ldots2{,}80$ МПа в зависимости от качества резины.

Следует отметить, что в погрузчиках допускается перегрузка колес до 70% и выше.

Нагрузка на шины высокого давления находится в интервале 5,0…24,0 кН.

- *Шины низкого давления*. При таких шинах и мягком покрытии дороги в области контакта одновременно деформируются колеса и поверхность покрытия. Площадь пятна контакта при этом составляет:

$$A = \left(4{,}0\ldots4{,}8\right)\left(k_{\delta 0} - 0{,}03\right)B^2\ , \tag{5.8}$$

где $k_{\delta 0} = \delta / B = 0{,}2\ldots0{,}3$ – коэффициент усадки шины.

Нагрузка на колесо с шинами низкого давления определяется как

$$F_{\max} = i\, p_1 A\ , \tag{5.9}$$

где p_1 – давление в шине;

$i = 1{,}16\ldots1{,}70$ – жесткость шины в зависимости от конструкции и давления в шине p_1.

- *Автомобильные шины (в погрузчиках).* Допускаемая нагрузка на колесо с такой шиной определяется по формуле [21]

$$F_{\max} = 0{,}12\, p_1 \sqrt{D_k^2 B}\ . \tag{5.10}$$

Горизонтальные нагрузки от безрельсового транспорта

Для безрельсовых транспортных средств эти нагрузки принимаются равными [4]:

а) от силы тяги и торможения – 0,3 от веса одного наиболее тяжелого транспортного средства с грузом, с каждой полосы движения;

б) от поперечных ударов – 0,3 от веса одного наиболее тяжелого транспортного средства, независимо от числа полос движения.

Коэффициент надежности по нагрузке для погрузчиков и электрокаров (с грузом) нормируется величиной $\gamma_f = 1{,}2$ [7], если в технологическом задании не указаны большие величины.

Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от безрельсового транспорта допускается учитывать умножением статических нагрузок на коэффициент динамичности k_d. Для конструкций, непосредственно воспринимающих динамические нагрузки от погрузчиков и электрокаров, $k_d = 1{,}2$.

5.3. Нагрузки от ленточных конвейеров (транспортеров)

Ленточные конвейеры (транспортеры) широко применяются на обогатительных фабриках в черной и цветной металлургии для транспортирования материалов в бункера эстакад доменных печей, на поверхности рудников и угольных шахт, на предприятиях строительной индустрии и других отраслей народного хозяйства (*рис. 5.3*). Ленточные конвейеры (транспортеры) располагаются в соответствующих зданиях и сооружениях, а также между ними в специальных галереях.

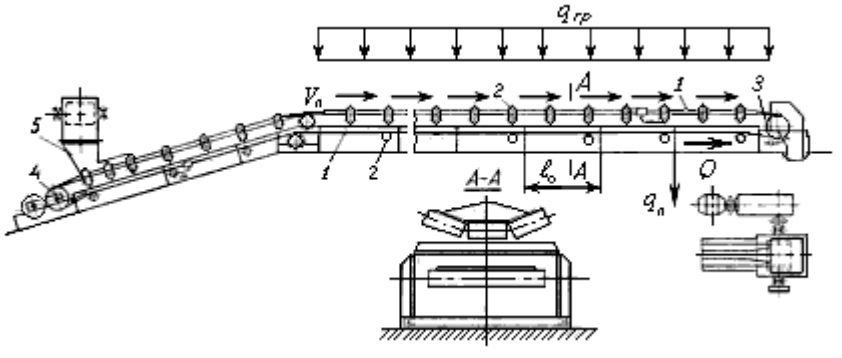


Рис. 5.3. Схема ленточного конвейера: 1 — лента; 2 — роликоопоры; 3 — приводной барабан; 4 — натяжной барабан; 5 — погрузочная станция

Ленточные конвейеры передают на поддерживающие конструкции следующие специфические нагрузки.

- вертикальные нагрузки от собственного веса конвейера, транспортируемого на ленте груза, просыпи, ремонтных материалов и людей;
- продольные, передающиеся от ленточных конвейеров;
- динамические, создаваемые подвижными частями конвейеров; аварийные нагрузки от обрыва и заклинивания ленты конвейера.

Вертикальная нагрузка конвейеров

Эта нагрузка создается от веса транспортируемого груза и ленты и передается через станину конвейера на конструкции нормально ленте. Для прямолинейных наклонных конвейеров погонная величина этой нагрузки равна

$$q = \gamma_f \left(g_{\text{гр}} + 2g_л \right) \cos\alpha , \qquad (5.11)$$

где $\gamma_f = 1{,}4$ – коэффициент надежности по нагрузке [10];

α – угол наклона конвейера (транспортера);

$g_{\text{гр}}$ – нагрузка от материала на ленте, кН/м, определяемая как

$$q_{гр} = 10Q\rho/\left(3600v_л\right), \qquad (5.12)$$

где Q – часовая производительность конвейера, м^3/ч;

$v_л$ – скорость движения ленты, м/с;

ρ – насыпная плотность транспортируемых грузов, т/м^3, согласно *табл. 5.4.*

$g_л$ – вес ветви ленты, кН/м, определяемый как

$$q_л = 10^{-2}\xi B, \qquad (5.13)$$

где B – выбранная ширина ленты конвейера;

ξ – масса 1м^2 ленты, согласно *табл. 5.5*

Таблица 5.4

№ п/п	Вид транспортируемого груза	Насыпная плотность ρ, т/м^3
1	Антрацит сухой	0,8….0,95
2	Бурый уголь	0,65…0,78
3	Гравий	1,5…1,9
4	Железная руда	2,1…3,5
5	Земля	1,2…1,7
6	Пшеница	0,7…0,83

Таблица 5.5

Резинотросовые ленты		Тканевые ленты	
Тип ленты	Масса 1 м^2 ленты ξ, кг	Тип ленты	Масса 1 м^2 ленты ξ, кг
РТЛ-1500	28	БНКЛ-65, ТВ-80	8
РТЛ-2500	37	БНКЛ-150	11
РТЛ-3150	43	ТА-100, ТК-100	14
РТЛ-4000	39	ТА-400, ЛХ-120	15
РТЛ-5000	43	ТЛК-300	16
РТЛ-6300	49		

Нагрузка от веса металлоконструкций конвейера принимается согласно его паспортным данным, нагрузка от веса роликов – по соответствующим

таблицам (*табл. 5.6*). Эти нагрузки передаются на поддерживающие конструкции вертикально.

Таблица 5.6

Ширина ленты, мм	Диаметр ролика, мм	Тип роликоопоры	Рядовая желобчатая G_1, кгс	Прямая G_2, кгс
400	83	Легкий	3,5	4,3
	102	Нормальный	11,0	6,2
1000	102	Легкий	13,0	11,4
	127	Нормальный	29.0	22,0
	159	Тяжелый	43,5	-
1600	159	Средний	40,0	37,5
	194	Тяжелый	61,5	-

Нагрузки от веса просыпи, людей и ремонтных материалов регламентируются действующим СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий» [8], и их нормативные значения представлены в *табл. 5.7.*

Таблица 5.7

Элементы пролетного строения	Вид нагрузки	Единица измерения	Значение нагрузки
Основные продольные конструкции пролетного строения	От веса ремонтных материалов и людей	кН/м (тс/м)	$1{,}5q$, но не менее $0{,}15b$
	Дополнительная нагрузка от веса просыпи	То же	$0{,}15\gamma_n B$
Элементы пола и перекрытия	От веса просыпи, ремонтных материалов и людей	кН/м^2 (тс/м^2)	$0{,}12\gamma_n$, но не менее 1,5 кН/м^2 (0,15 тс/м^2)

Примечание. Все нагрузки относятся к кратковременным.

Обозначения:

q – погонная нагрузка роликоопор, кН/м (тс/м);

γ_n – нормативный удельный вес насыпного груза на ленте, кН/м^3 (тс/м^3);

$\gamma_n = 10\rho$, где ρ (т/м^3) – насыпная плотность транспортируемого груза по табл. 5.4;

B – суммарная ширина лент конвейеров, м;

b – общая ширина проходов, м.

СНиП 2.05.07-85* «Промышленный транспорт» [9] дает аналогичную нагрузку примерно той же величины, но в несколько иной форме (*табл. 5.8*).

Вертикальные нагрузки передаются на поддерживающие конструкции в соответствии со схемой опирания на них стоек конвейера. Вертикальная нагрузка, передающаяся от одной стойки конвейера, определяется по формуле [14]

$$Q_{\text{в}} = 0,5 l_0 \left[k_d \, p + q_{r,red} + q_k \right], \qquad (5.14)$$

где l_0 – шаг стоек конвейера;

k_d – коэффициент динамичности;

$q_{r,red}$ – линейная приведенная нагрузка от веса рядовых и центрирующих роликоопор;

q_k – линейная нагрузка от массы металлоконструкций средней части конвейера.

Таблица 5.8

Насыпная плотность транспортируемого груза, т/м^3	Временная нормативная нагрузка, кПа (кН/м^2)
До 1,0	1,5
Св.1,0 до 1,7	2,0
Св.1,7	3,0

Продольные нагрузки от ленточных транспортеров

Продольные нагрузки, передающиеся от ленточных конвейеров, вызываются разностью сил сопротивления роликов конвейера и сил вращения роликов и направлены по ходу грузовой ветви ленты конвейера [10, 11]. Их погонная величина составляет

$$v_l = \gamma_f \left[\left(g_{\text{л}} + g_{\text{гр}} + g_{\text{р}} \right) \omega_{\text{р}} - \left(g_{\text{л}} + g_{\text{х}} \right) \omega_{\text{х}} \right] \cos\alpha, \qquad (5.15)$$

где $\omega_{\text{р}}, \omega_{\text{х}}$ – коэффициенты сопротивления рабочих и холостых роликов конвейера при установившемся движении, согласно *табл. 5.9*;

$g_{\text{р}}, g_{\text{х}}$ – погонные нагрузки от веса вращающихся частей роликоопор, определяемые как

$$g_p = G_1 / l'_p, \; g_x = G_2 / l''_p, \qquad (5.16)$$

где G_1, G_2 – веса вращающихся частей роликоопор соответственно верхней и нижней ветвей из *табл. 5.6*;

$l'_{\text{р}}$ – шаг роликоопор грузовой (верхней) ветви, принимаемый в соответствии с *табл. 5.10*;

$l''_{\text{р}}$ – шаг роликоопор нижней ветви, принимаемый равным 2,5…3,0 м.

Кроме определенных по формуле (5.15) продольных нагрузок на конструкции, поддерживающие конвейеры, в период их пуска передаются также продольные нагрузки, вызываемые разностью инерции вращения рабочих и холостых роликов

$$v_{l,n} = 0{,}1a\left(g_{\text{р}} - g_{\text{х}}\right)\gamma_f, \tag{5.17}$$

где $\gamma_f = 1{,}2$; a – максимально возможное ускорение конвейера при его пуске, м/с^2, определяемое как

$$a = \frac{5g_{\text{л}}}{g_{\text{р}}}\cos\alpha \le 5\,\text{м/с}^2. \tag{5.18}$$

Таблица 5.9

Условия работы	Значения коэффициента ω	
	для верхней ветви $\omega_{\text{р}}$	для нижней ветви $\omega_{\text{х}}$
Очень хорошее состояние конвейера, работа без загрязнений, стандартные мощные установки	0,018…0,024	0,025…0,035
Хорошее состояние конвейера, небольшие загрязнения ленты или абразивная пыль, стационарные установки	0,022…0,026	0,025…0,036
Хорошее состояние конвейера, сильное загрязнение ленты, полустационарные установки	0,024…0,032	0,030…0,040
Удовлетворительное состояние конвейера, сильное загрязнение и запыление атмосферы, передвижные установки	0,030…0,040	0,035…0,045

Таблица 5.10

Насыпная плотность груза, т / м^3	Расстояния между роликоопорами грузовой ветви l'_p, мм при ширине ленты, мм				
	800	1000	1200	1400…1600	2000
1,0	1400	1300	1300	1200	1100
1,0…2,0	1300	1200	1200	1100	1000
2,0…3,15	1200	1100	1100	1000	900

Кроме того, при обрыве или заклинивании ленты возникают экстренные аварийные нагрузки, передаваемые через станину конвейера на поддерживающие конструкции. Эти нагрузки можно учитывать как статические и прикладывать вместо нагрузок, действующих на конвейер при эксплуатации. Нагрузки, возникающие при обрыве ленты, передаются на конструкции в продольном и поперечном (в вертикальной плоскости) направлениях [13].

Продольная нагрузка, передающаяся от конвейера через одну опору стойки, вычисляется по формуле [14]

$$Q_n = 0{,}5v_\Sigma l_0 = 0{,}5\left(v_l k_s + v_{l,n} + v_{lq,n}\right) l_0, \tag{5.19}$$

где k_s=1,5 – коэффициент увеличения сопротивления движению ленты при пуске;

$v_{lq,n}$ – продольная составляющая от веса груза и ленты, определяемая как

$$v_{lq,n} = \gamma_f \left(g_{\text{гр}} + 2g_{\text{л}}\right)\sin\alpha\,. \tag{5.20}$$

Продольные нагрузки от конвейеров передаются в виде суммарных сил на неподвижные (анкерные) опоры конструкций, поддерживающих конвейеры. Например, продольная нагрузка на неподвижную опору температурного блока транспортерной галереи определяется как

$$F = v_{\Sigma} l_t, \tag{5.21}$$

где v_{Σ} – суммарная погонная продольная нагрузка от транспортера; l_t – длина температурного блока, приходящаяся на одну неподвижную опору, м.

Динамические нагрузки от конвейеров

Эти нагрузки возникают от дисбаланса вращающихся масс роликов конвейера, радиального биения роликов, вызывающего поперечные колебания ветвей ленты и транспортируемого груза, ударов по рабочим роликам крупных кусков груза. Наиболее отчетливо динамический характер нагрузок от конвейеров проявляется при их воздействии на конструкции конвейерных галерей, для которых вынужденные частоты колебаний равны

$$\omega_{\text{р}} = 2v_{\text{л}}/d_{\text{р}}\,,\ \omega_{\text{х}} = 2v_{\text{л}}/d_{\text{х}}\,, \tag{5.21}$$

где $v_{\text{л}}$ – скорость движения ленты транспортера, см/с;

$d_{\text{р}}, d_{\text{х}}$ – диаметр рабочего и холостого роликов, см.

При динамическом расчете галерей обычно ограничиваются определением только первой частоты собственных колебаний f ,1/с, среднее вероятное значение которой может быть определено по формуле [14]

$$f = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EJg}{q_i}}, \tag{5.22}$$

где EI, l – жесткость при изгибе и длина пролетного строения;

g – ускорение свободного падения;

q_i $(i = 1,2)$ – наибольшая и наименьшая погонные нагрузки.

Резонансный режим колебаний конструкций не возникает при нахождении частоты возмущения за пределами первой резонансной зоны, при выполнении следующего условия:

$$0{,}8 f_{\min} > \omega_{\text{р}} > 1{,}2 f_{\max};\ 0{,}8 f_{\min} > \omega_{\text{х}} > 1{,}2 f_{\max}. \tag{5.23}$$

В этом случае учет динамичности выполняется введением коэффициента динамичности к массе конвейера с грузом: при транспортировании мелкокусковых грузов k_d =1,2 и с крупностью кусков более 250 мм – k_d =1,3 [10].

5.4. Нагрузки от подвесных конвейеров

Подвесные конвейеры широко применяются в различных отраслях промышленности, особенно на предприятиях серийного и массового машиностроительного производства (автомобильного, тракторного, сельскохозяйственных машин, электронной, бытовой техники и др.), а также на крупных товарных складах, сортировочных железнодорожных станциях, пакгаузах. С помощью подвесных конвейеров осуществляется внутрицеховая и межцеховая доставка различных грузов (штучных или сыпучих, помещенных в тару) в процессе их технологической обработки, участия в производственном цикле и складирования.

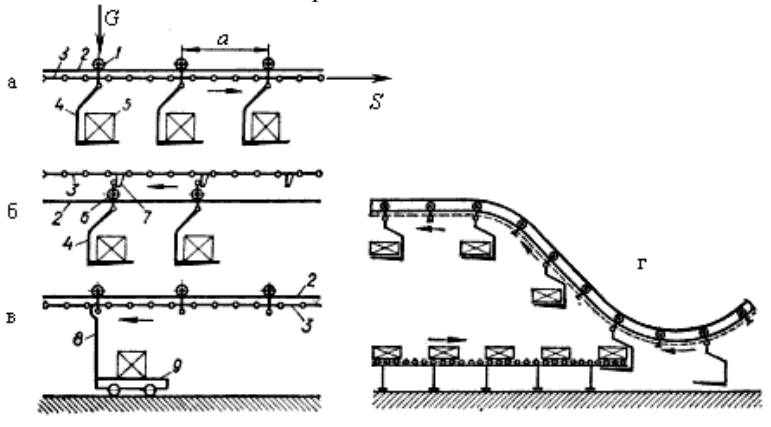


Рис. 5.4. Схемы подвесных конвейеров: *а* — грузонесущий; *б* — толкающий; *в* – грузотянущий; *г* – с разгрузкой на рольганг: 1 — каретка; 2 — подвесной путь; 3 — тяговая цепь; 4 — подвески; 5 — транспортируемый груз; 6 — тележка; 7 — кулачки; 8 — штанги; 9 — тележка с грузом

Подвесные конвейеры в зависимости от способа движения делятся на следующие виды.

1. *Грузонесущие* (*рис. 5.4*, *а*), у которых каретки (тележки) с подвесками для груза прикрепляются к гибкому тяговому органу (цепи или канату) и перемещаются по пространственным направляющим (путям).
2. *Толкающие* (*рис. 5.4*, *б*), у которых на цепи предусматриваются кулачки-толкатели, которые перемещают тележки.
3. *Грузотянущие* (*рис. 5.4*, *в*), у которых транспортируемый груз размещается на напольной тележке, соединенной с тяговым органом с помощью ведущей стойки (штанги).

В современных подвесных конвейерах масса транспортируемых грузов находится в широких пределах от долей килограмма до десятков тонн, длина колеблется от нескольких метров до 4,5 км, скорость движения – в пределах 0,05… 1 м/с.

Для того чтобы дать читателю представление о порядке значений и форме представления нагрузок от подвесных грузонесущих конвейеров, в *табл. 5.11* приведены основные параметры наиболее распространенных отечественных конвейеров с разборной цепью.

Таблица 5.11

№ п/п	Элемент	Параметр	Обозначение	Ед. изм	Модель конвейера		
					ГН 80Р	ГН 100Р	ГН 160Р
1	Цепь	Шаг	$t_{ц}$	мм	80	100	160
		Разрушающая нагрузка	$S_{разр}$	кН	106	220	400
		Максимальное рабочее усилие	$S_{д}$	кН	9,0	13,0	32,0
		Масса 1м	$g_{ц}$	кг	3,2	5,2	9,1
2	Каретка	Расчетная статическая нагрузка на подвеске	G	кН	2.5	5.0	8.0
		Масса	$g_{к}$	кг	3,0	7,5	13,0
3	Путь	Профиль пути	Двутавр №		10	12-14	16-18

Нагрузки на каретки подвесного конвейера зависят от профиля его трассы.

Рассмотрим вначале конвейер с трассой, расположенной в горизонтальной плоскости без вертикальных перегибов (*рис. 5.4*, *а*, *б*, *в*). На прямолинейном участке обратной (незагружаемой) ветви погонная нагрузка, Н/м, равна:

$$q_0 = \left(\frac{g_{п}}{a_{п}} + \frac{g_{к}}{a_{к}} + g_{ц} \right) g \,, \qquad (5.24)$$

где $g_{п}$ – масса подвески (ориентировочно 6…10кг);

$a_{п}$ – шаг подвесок, кратный двум шагам цепи $2t_{ц}$, принимаемый в пределах $4t_{ц}...10t_{ц}$ (*табл. 5.11*);

$g_{к}$ – масса каретки (*табл. 5.11*);

$a_{к}$ – шаг кареток, который может отличаться от шага подвесок при установке промежуточных вспомогательных (поддерживающих) кареток, препятствующих чрезмерному провисанию тяговой цепи;

$g_{ц}$ – погонная масса тяговой цепи (*табл. 5.11*).

Погонная нагрузка от загруженной ветви равняется

$$q = q_0 + \frac{G_{пол}}{a_{п}} \,, \qquad (5.25)$$

где $G_{пол}$ – вес полезного груза на подвеске.

Полная нагрузка на отдельную каретку $G_к = ql$, которая не должна превышать расчетных значений G, приведенных в *табл. 5.11*, является основной для расчета каретки и поддерживающих конструкций конвейера с горизонтальной трассой.

На конвейере с пространственной трассой, имеющей вертикальные перегибы (*рис. 5.4*, *г*), кроме сил тяжести на каретку дополнительно действует нагрузка от натяжения цепи, направленная по радиусу дуги перегиба R. Вследствие этого максимальная нагрузка на каретку определяется как

$$G_{к,max} = G_к \cos\alpha_к + \frac{S_{max} a_п}{R}, \qquad (5.26)$$

где S_{max} – наибольшее натяжение цепи;

$\alpha_к$ – угол поворота кареток на длине одного шага кареток.

Наибольшее расчетное натяжение цепи конвейера можно приближенно определять по обобщенному выражению [12]

$$S_{max} = S_0 K_м + w\left(qL_г + q_0 L_х\right)\left(1 + BK_м\right) + qH, \qquad (5.27)$$

где $S_0 = 0{,}5\ldots1{,}0$ кН – первоначальное натяжение цепи;

$K_м$ – суммарный коэффициент местных сопротивлений кареток;

$L_г, L_х$ – горизонтальные проекции соответственно загруженной и холостой ветвей конвейера;

$B = 0{,}3\ldots0{,}5$ – коэффициент, зависящий от числа поворотов и перегибов и их расположения на трассе конвейера;

H – наибольшая высота подъема груза на трассе конвейера.

Величина S_{max} не должна превышать допустимых значений $S_д$ (*табл. 5.11*).

Расчетные положения и порядок определения нагрузок от подвесных толкающих конвейеров принципиально не отличаются от приведенных рекомендаций для подвесных грузонесущих конвейеров. Основные параметры подвесных толкающих конвейеров приведены в *табл. 5.12*.

Подвесной путь, по которому движутся каретки с грузом, выполняется для подвесных грузонесущих конвейеров в виде одного ходового пути, а для подвесных толкающих конвейеров – отдельно грузового и тягового путей. Конструкции подвесных путей выполняются из прокатных или гнутых профилей, нагрузку от веса которых вместе с весом необходимых поддерживающих конструкций следует учитывать в расчетах несущих строительных конструкций, к которым крепятся пути конвейеров. Чаще всего это фермы и балки покрытий и перекрытий, к которым путь крепится на круглых тягах, либо кронштейны, колонны или специальные стойки и рамы (*рис. 5.5*).

Таблица 5.12

№ п/п	Элемент	Параметр	Обозначение	Ед. изм.	Модель конвейера		
					ТП-80	КТ-100	КТ-160
1	Цепь	Максимальное рабочее усилие	$S_д$	кН	8,0	12,5	30,0
		Шаг	$t_ц$	мм	80	100	160
2	Каретка	Расчетная статическая нагрузка	G	кН	2,5	5,0	12,5
		Масса головной каретки	$g_{к.г}$	кг	10,0	21,0	43,0
		Масса тяговой каретки	$g_{к.т}$	кг	7,0	14,0	35,0
3	Путь	Профиль тягового пути	Двутавр №		8	10*	10*
		Профиль грузового пути	Двутавр №		8	10*	15*
		Масса секции длиной 6 м		кг	158	205	345
* Профиль из специального проката							

5.5. Нагрузки от лифтов

Общие сведения

Лифт представляет собой транспортное средство прерывного действия, в котором люди и грузы перемещаются с одного уровня на другой в кабине, движущейся по жестким вертикальным направляющим, установленным в закрытой на всю высоту шахте.

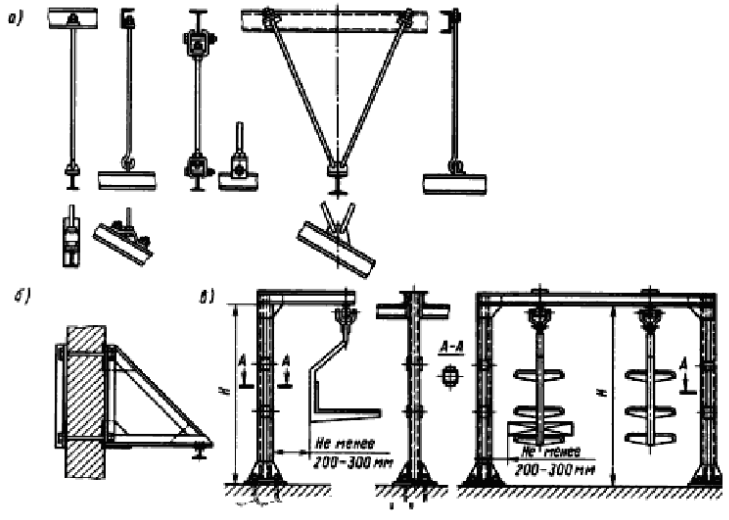


Рис. 5.5. Металлические конструкции для крепления подвесных путей конвейера: *а* — на тягах; *б* — на кронштейнах; *в* — на отдельных стойках и рамах

По своему назначению лифты разделяются на следующие основные группы:

- грузопассажирские и грузовые общего назначения, предназначенные для подъема и спуска грузов и людей грузоподъемностью 500…5000 кгс;
- больничные, служащие для подъема и спуска больных на носилках, кроватях вместе с сопровождающими лицами, грузоподъемностью 500 кгс;
- пассажирские, служащие для подъема и спуска людей (от 5 до 14 человек) грузоподъемностью 320…1000 кгс;
- грузовые с монорельсом в кабине и выжимные грузоподъемностью 500…3200 кгс;
- грузовые малые общего назначения и магазинные грузоподъемностью 100…160 кгс.

Лифт состоит из подъемного механизма (в том числе электропривода, лебедки, блоков, тросов и противовеса), направляющих элементов и кабины (*рис. 5.6*).

Основными характеристиками лифта, определяющими его нагрузки, является грузоподъемность, скорость движения кабины и ее размеры, а также высота подъема. Номинальная грузоподъемность лифта – это вес наибольшего груза, на транспортировку которого он рассчитан. В величину номинальной грузоподъемности лифта не входит вес кабины и вес всех устройств, постоянно расположенных в ней (рельсовых путей, монорельсов, талей и др.).

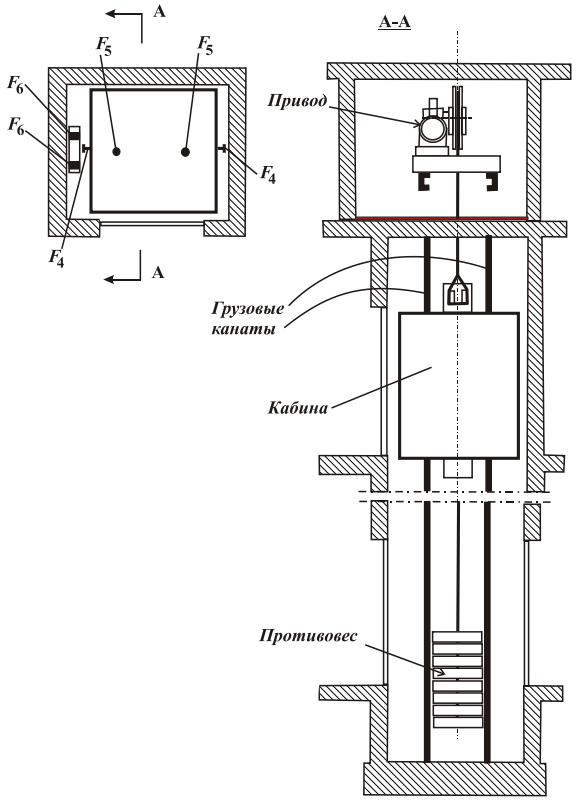


Рис. 5.6. Грузовой лифт грузоподъемностью 10 кН

Весовые характеристики некоторых отечественных лифтов, необходимые для вычисления их нагрузок, приведены в *табл. 5.13*.

Таблица 5.13

Назначение лифта	Грузоподъемность Q, кгс	Масса кабины G_K, кг	Масса противовеса G, кг	Масса лебедки, кг
Пассажирский	320	650	815	630, 750, 815
	500	800, 1400	930	1650, 1700
	1000	1700	1960	1890, 2200
Грузовой общего назначения	500	500, 700	782, 942	560, 611
	1000	1000, 1400	1533, 2030	937
	2000	1450, 1900	2226, 2732	1965
	3200	2000, 2200	3568, 3718	2300
	5000	3300	5820	2300

Примечания. 1. Различные значения массы кабины и противовеса для лифтов одной грузоподъемности соответствуют кабинам разных размеров.
2. Разные значения массы лебедки соответствуют различной скорости подъема и мощности электродвигателя.

Кинематические схемы лифтов

Наиболее распространены лифты, имеющие кинематические схемы с верхним расположением приводного механизма с противовесом. Простейший вариант такой схемы приведен на *рис. 5.7* вместе с действующими нагрузками и усилиями. Здесь натяжение сбегающей ветви несущего каната лифта равно

$$S_2 = Q + G_к + G_т, \tag{5.28}$$

где Q – номинальная грузоподъемность (полезная нагрузка) лифта;

$G_к$ – вес кабины;

$G_т$ – вес канатов (тросов).

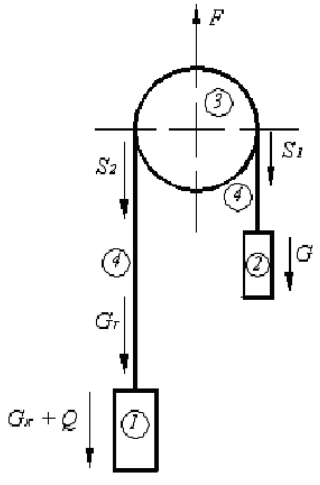


Рис. 5.7. Схема для определения усилий в несущих канатах лифта: 1 — кабина с грузом; 2 — противовес; 3 — канатонесущий шкив; 4 — несущие канаты

Натяжение набегающей ветви, очевидно, равно

$$S_1 = G, \tag{5.29}$$

где G – вес противовеса.

Вес противовеса обычно принимается равным

$$G = G_к + \psi Q, \tag{5.30}$$

где ψ – коэффициент уравновешивания, принимаемый равным 0,4…0,5.

Разница указанных натяжений ветвей компенсируется силами трения каната на ведущем шкиве. Для состояния покоя лифта, а также подъема и спуска кабины с постоянной скоростью справедливо, на основании уравнения Эйлера, следующее соотношение между статическими нагрузками [16]:

$$\frac{S_{2,\text{ст}}}{S_{1,\text{ст}}} = \frac{Q + G_{\text{к}} + G_{\text{т}}}{G} \le \exp\left[f\left(\mu_0\right)\beta \right], \qquad (5.31)$$

где μ_0 – коэффициент трения покоя;

β – угол обхвата несущего каната на ведущем шкиве.

Здесь знак равенства соответствует началу скольжения каната на ведущем шкиве.

Динамические нагрузки лифтов

В периоды ускорения при спуске и замедления лифтов при торможении подъемного механизма на натяжения канатов воздействуют не только статические нагрузки, но и динамические силы, вызываемые изменениями скорости движущихся масс лифта. Такой характер силовых воздействий учитывается введением коэффициента ускорения

$$\varphi\left(a_0\right) = \frac{g + a_0}{g - a_0}, \qquad (5.31)$$

где g – ускорение свободного падения;

a_0 – ускорение (замедление) кабины при пуске или торможении.

С учетом этого коэффициента соотношение натяжений ветвей каната принимает вид

$$\frac{S_{2,\text{дин}}}{S_{1,\text{дин}}} = \frac{S_{2,\text{ст}}}{S_{1,\text{ст}}}\varphi\left(a_0\right) = \frac{Q + G_{\text{к}} + G_{\text{т}}}{G} \cdot \frac{g + a_0}{g - a_0} \le \exp\left[f\left(\mu_0\right)\beta \right]. \qquad (5.32)$$

Для количественной иллюстрации динамического увеличения усилий в канатах приведем следующие данные: для пассажирских лифтов, имеющих скорости в диапазоне 0,5...3,5 м/с и ускорение (замедление) кабины 1,0…2,0 м/с^2, коэффициент $\varphi\left(a_0\right)$ изменяется в пределах 1,23…1,52.

Приведенные соотношения с достаточной точностью характеризуют нагрузки всех лифтовых установок с подъемным механизмом, расположенным вверху [16].

Кроме режима ускорения и торможения кабины с максимальными ускорениями 1,5…2,0 м/с^2 динамическими режимами работы лифта также являются:

1) внезапная остановка кабины кнопкой «стоп» (ускорение достигает 3,0 м/с^2);
2) посадка кабины на буфер (среднее ускорение достигает величины g);
3) посадка кабины на ловители (ускорение кабины 30-40 м/с^2), при которой динамические нагрузки могут возрасти в 2,0…5,0 раз и возникают боковые силы H (*табл. 5.14*).

Нагрузки всех возможных динамических режимов работы лифта учитываются как в расчетах конструкций лифта, так и поддерживающих лифт строительных конструкций.

Нагрузки на строительные конструкции лифта

Конструкции лифта, воспринимающие его нагрузки, включают шахту, приямок, фундаменты и машинное помещение. Строительная часть шахты и ее основание должны быть рассчитаны на нагрузки от лифтовой установки, значения которых приведены в *табл. 5.14*. При расположении привода лифта сверху (*рис. 5.6*), на его перекрытие и затем на конструкцию шахты передается нагрузка от привода, от кабины с грузом и противовесом, а также равномерно распределенная нагрузка с нормативным значением q не менее 5 кПа.

Нагрузки на перекрытие машинного помещения для типовых установок грузовых лифтов приведены в *табл. 5.14* в виде опорных реакций F_1 и F_2 балок, на которых установлены лебедки. Для пассажирских лифтов, у которых машина располагается на полу помещения, к нагрузке F_3, указанной в *табл. 5.14*, нужно прибавить вес фундамента.

Для предварительных расчетов конструкций перекрытия и шахты, ориентировочную величину суммарной нагрузки от лифта можно определять по формуле [19]

$$F = \left[\left(G_{\text{к}} + Q \right) + \left(G_K + \frac{Q}{2} \right) \right] \beta + G_{\text{м}}, \qquad (5.33)$$

где Q – грузоподъемность лифта;

$G_{\text{к}}$ – вес кабины, ориентировочно равный $(1{,}0\ldots1{,}3)Q$;

$G_{\text{м}}$ – вес машины с балками и плитой, который можно принимать в пределах $(1{,}2\ldots1{,}8)Q$;

$\beta = 1{,}5$ – динамический коэффициент.

Определенная по формуле (5.33) нагрузка находится в интервале $(5{,}8\ldots7{,}3)Q$.

Направляющие кабины и противовеса крепятся к стенам шахты или к конструкциям междуэтажных перекрытий, крепления направляющих располагаются через 2,0…2,5 м. На крепления кабинных направляющих передаются горизонтальные нагрузки H (см. *табл. 5.14*), которые определяются для случая посадки на ловители кабины с грузом, превышающим на 10% номинальную ее грузоподъемность. Нагрузки на противовесные крепления принимаются условно равными 1/3 нагрузок направляющих кабины, они могут возникать вследствие перекоса противовеса из-за неравномерного натяжения канатов и неровности направляющих.

Таблица 5.14

Тип лифта	Q, кН	Нагрузки на перекрытие машинного отделения				Нагрузки на дно приямка			H, кН
		F_1, кН	F_2, кН	F_3, кН	q, кПа	F_4, кН	F_5, кН	F_6, кН	
Пассажирский	3,2	-	-	42,0	5,0	23,0	20×1	2,5×1	1,0
	5,0	-	-	55,0	5,0	18,0	16×1	18×1	1,0
	10,0	-	-	110,0	5,0	40,0	42×2	40×2	1,5
Грузовой	5,0	23,0 31,0	20,0 24,0	-	5,0	28,0 36,0	28×1 32×1	13×1 30×1	1,0 2,0
	10,0	42,0 52,0	30,0 32,0	-	8,0	50,0 60,0	26×2 28×2	21×2 25×2	3,0 5,0
	20,0	60,0 70,0	47,0 50,0	-	8,0	85,0 90,0	39×2 40×2	30×2 31×2	7,0 12,0
	30,0	75,0 80,0	55,0 60,0	-	8,0	110 120	55×2 60×2	45×2	12,0 14,0
	50,0	170	87,0	-	8,0	200	160×2	110×2	11,0

Обозначения.

Q – грузоподъемность лифта;

F_1 – нагрузка от концов балок под машиной со стороны противовеса;

F_2 – нагрузка от концов балок под машиной со стороны кабины;

F_3 – нагрузка от машины, расположенной непосредственно на перекрытии;

q – временная равномерно распределенная нагрузка на пол машинного отделения;

F_4 – нагрузка от каждой направляющей кабины на дно приямка;

F_5 – нагрузка от буферов кабины на дно приямка;

F_6 – нагрузка от буферов противовеса на дно приямка;

H – горизонтальная нагрузка на стену в месте крепления направляющей.

Примечание. Разные значения нагрузок для лифтов одной грузоподъемности соответствуют кабинам разных размеров

Вертикальные нагрузки от направляющих лифта, включая и их собственный вес (F_4), передаются на дно приямка. Кроме того, устанавливаемые в приямке лифта упоры и буфера рассчитываются на посадку кабины с нагрузкой, превышающей на 10% номинальную (F_5), и на посадку противовеса (F_6), движущихся с предельной скоростью. Эти нагрузки приводятся в альбомах типовых заданий на проектирование строительной части лифтов. Одновременное действие нагрузок от буферов и направляющих исключается.

Ниже приямка располагается фундамент шахты, на который передается как вес шахты с приходящимися на нее нагрузками (если стены шахты не

опираются на междуэтажные перекрытия), так и нагрузки от направляющих кабины (F_4) и буферов кабины (F_5) и противовеса (F_6).

Схемы дальнейшей передачи нагрузок от лифтов зависят от того, как лифты связаны со зданием. В этом отношении различают следующие шахты лифтов: свободно стоящие, опертые, подвесные и встроенные [18].

1. Свободно стоящие, опертые и встроенные несущие шахты, имеющие собственные фундаменты, несут на себе все нагрузки от механизмов лифта: как вертикальные – от машины, блоков, так и горизонтальные – от направляющих при посадке кабины на ловители.
2. Подвесные каркасно-остекленные шахты, которые подвешиваются к консоли, опирающейся на наружную стену здания, передают на нее всю нагрузку от лифта.
3. Встроенные облегченные шахты, обычно металлические каркасные с ограждением из металлической сетки, элементы каркаса которых крепятся к перекрытиям здания и передают на них дополнительные нагрузки от лифтов.

5.6. Нагрузки от напольных завалочных машин

Технологический транспорт главных зданий сталеплавильных цехов, кроме мостовых кранов, включает также напольные завалочные машины. Эти механизмы передвигаются по рельсовым путям, находящимся на рабочих площадках, и выполняют подачу в сталеплавильные печи мульд со стальным скрапом и шихтой. Завалочные машины передают на конструкции рабочих площадок сталеплавильных цехов значительные подвижные вертикальные и горизонтальные силы.

Вертикальные нагрузки от этих машин определяются их значительным собственным весом. Так, при сравнительно небольшой грузоподъемности (до 15 тс) их вес может достигать 2000 кН, а давления на ходовые колеса – составлять $F_{\max}^{n} = 800\ldots1000$ кН . При этом скорости передвижения моста завалочных машин превышают 80 м/мин, скорости передвижения тележки – 120 м/мин.

Боковые силы, передаваемые колесами завалочной машины на пути в мартеновском цехе, исследовались в МИСИ [1]. Отмечено, что фактические величины боковых сил постоянно изменяются при работе машины и, подобно нагрузкам мостовых кранов, зависят от направления движения моста и величин перекосов колес машины (*рис. 5.8*, *б*). Пики боковых сил возникают при трогании машины с места и в моменты касания реборд колес и головок рельсов. Некоторые особенности технологического процесса вызывают повышение боковых сил, в том числе операции по уборке рабочей площадки скребком-отвалом, надетым на хобот, и передвижение хоботом мульдового состава. Наибольшие боковые силы зарегистрированы при завалке мартеновских печей, что связано с резкими толчками при ударах хобота машины

по мульдовому составу, которые необходимы для установки очередной мульды перед загрузочным окном печи. Опытные полигоны боковых сил, соответствующие различным операциям исследованной завалочной машины, показаны на *рис. 5.8*, *а*, причем наибольшая зарегистрированная боковая сила составила 98 кН.

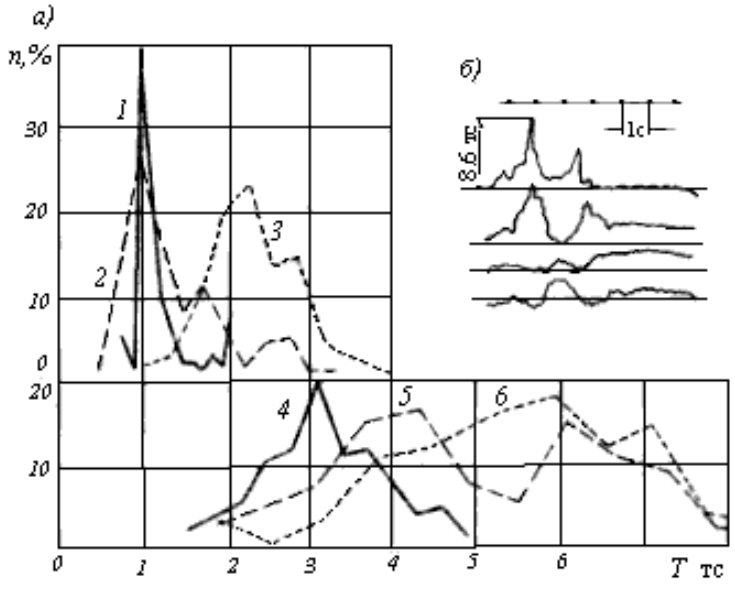


Рис. 5.8. Результаты измерения боковых сил завалочных машин: *а* — полигоны распределения, соответствующие различным операциям: 1, 2 — при движении крана; 3 — при уборке площадки; 4, 5 — при перемещении мульдового состава; 6 — при завалке печи; *б* — примеры записи сил на колесах

С учетом опыта эксплуатации, в качестве основного расчетного случая было принято воздействие на хобот завалочной машины горизонтальной силы при перемещении мульдового состава. Рассматривая равновесие системы продольных и боковых сил на колесах машины, А.Б. Патрикеев получил следующую формулу для определения расчетной боковой силы на колесо завалочной машины при нормальных эксплуатационных условиях:

$$H = 0{,}02\frac{G}{B}\left(\frac{F_2 L}{F_1 + F_2} + e\right)\gamma_f, \qquad (5.34)$$

где G – вес перемещаемого мульдового состава;

B – расстояние между соседними колесами (база) завалочной машины;

L – колея завалочной машины;

F_1, F_2 – давления колес на первый и второй пути;

e – расстояние от места приложения нагрузки на хобот до ближнего пути;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Нагрузки, подсчитанные по этой формуле, достаточно хорошо совпали с наибольшими измеренными боковыми силами завалочной машины [1].

Литература

1. Кикин.А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий.— М.:Стройиздат,1969. – 415 с.
2. Конструкции промышленных зданий: Учеб. пособие для вузов; Под ред. А.Н.Попова. – М.:1972.- 302 с.
3. Промышленный транспорт: Справочник проектировщика / Под ред.А.С.Гельмана, С.Д.Чубарова.- 3-е изд.—М.:Стройиздат,1984.— 415с.
4. Металлические конструкции. Справочник проектировщика / Под. ред. Н.П.Мельникова.– 2-е изд.— М.:Стройиздат, 1980. – 776 с.
5. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический / Под. ред. А.А.Уманского. – М.:Госстройиздат, 1960. – 1040 с.
6. СНиП II-В.8-71. Полы. Нормы проектирования / ГосстройСССР. – М.: Стройиздат, 1972.— 79 с.
7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / ГосстройСССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
8. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий / ГосстройСССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 56 с.
9. СНиП 2.05.07-85*. Промышленный транспорт / ГосстройСССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 88 с.
10. Справочник проектировщика инженерных сооружений / В.Ш.Козлов, В.Д.Альшиц, А.И.Аптекман и др.; Под ред. Д.А.Коршунова. – 2-е изд. – К.:Будівельник, 1988. – 352 с.
11. Іванченко Ф.К. Підйомно-транспортні машини: Підручник.- К.: Вища школа, 1993. – 413 с.
12. Спиваковский А.О., Дьячков В.К. Транспортирующие машины: Учеб. пособие для машиностроит. вузов. – 3-е изд. – М.: Машиностроение, 1983. – 487 с.
13. Пособие по проектированию конвейерных галерей / ГПИ Ленпроектстальконструкция. – М: Стройиздат, 1989.
14. Металлические конструкции. В 3 т. Т.3. Специальные конструкции и сооружения: Учебник для строит. вузов; Под ред.В.В.Горева. – М.: Высш. школа, 1999. – 544 с.
15. Расчеты грузоподъемных и транспортирующих машин: Учеб. пособие для техн. вузов / Иванченко Ф.К. и др. – 2-е изд. – К.: Вища школа,1978. – 576 с.
16. Пассажирские лифты / Под ред. П.И.Чупикова. – М.: Машиностроение, 1978. – 141 с.
17. Монтаж лифтов и канатных дорог. Справочник монтажника / Я.И.Каплан, А.И.Обухов, М.В.Пилевский и др. – М.: Стройиздат, 1977. – 240 с.
18. Нахов Б.С., Скрипка Б.Ф. Монтаж, наладка и эксплуатация лифтов. – М.: Стройиздат,1973.- 248 с.
19. Корнеев Г.К. Установка лифтов в жилых, общественных и промышленных зданиях. – М.: Госстройиздат,1961.- 112 с.
20. Павлов С.М., Фохт Л.Г. Машины и оборудование для погрузочно-разгрузочных работ.—М.: Стройиздат,1975. – 280 с.

21. Подъемно-транспортные машины / В.В.Красников, В.Ф.Дубинин, В.Ф.Акимов и др.:Учебник для вузов. – 4-е изд. – М.: Агропромиздат, 1987. – 272 с.
22. Правила устройства и безопасной эксплуатации лифтов. – К.: Техніка, 1972. – 76 с.

6. СНЕГОВЫЕ НАГРУЗКИ

6.1. Общая характеристика снежного покрова

Снежный покров состоит из твердых осадков, выпадающих в зимний период, а также ледяной корки и воды, образующихся во время оттепелей. В зависимости от климатических условий снежный покров может иметь разную толщину и плотность. Произведение толщины и плотности дает массу снега на единице площади, т.е. снеговую нагрузку на поверхность земли. С учетом того, что плотность воды равна единице, эта величина численно равняется эквивалентной толщине слоя талой воды. В метеорологии принято выражать ее в миллиметрах и называть запасом воды в снежном покрове. По-видимому, происхождение этого термина объясняется изначально агрономической и гидрологической ориентацией метеорологических наблюдений за снежным покровом: накопленный к концу зимы запас воды в снежном покрове определяет влажность и плодородность почвы, а также величину весенних паводков рек.

Систематические наблюдения за снежным покровом начаты в конце XIX ст., в частности на территории России – с 1892 года. На первых порах фиксировались степень покрытости опытного участка снегом и высота снежного покрова с помощью стационарно установленной рейки. Несколько позже начали проводиться измерения плотности снега. Ежедневные наблюдения с помощью постоянной рейки дают достаточно объемные массивы статистических данных по высоте снежного покрова и некоторые сведения о его плотности, но эти данные относятся лишь к одной точке земной поверхности. Поэтому результаты наблюдений с помощью постоянной рейки не всегда характеризуют режим снегоотложения, характерный для данного географического района, ибо их репрезентабельность определяется удачным выбором места установки снегомерной рейки.

С 30-х годов XX ст. метеорологические станции перешли на более совершенный и достоверный метод наблюдений за снежным покровом: снегомерные съемки. Сущность этого метода состоит в том, что на достаточно большой площадке, условия которой являются характерными для данной территории, выполняется 100 измерений высоты снежного покрова и отбирается 10 проб для определения плотности снега. Как правило, снегосъемки выполняются в поле (местность, открытая действию ветра), на лесной поля-

не или в лесу под кронами деревьев (местность, защищенная от действия ветра). Некоторые метеостанции ведут снегосъемки в оврагах, а также маршрутные снегосъемки в горной местности. При этом количество измерений высоты снежного покрова обычно уменьшается до 50, а количество проб плотности – до пяти. Отдельные метеостанции проводят одновременные измерения на двух или трех разных площадках.

В местностях со стабильно отрицательными зимними температурами воздуха и устойчивым снежным покровом снегомерные съемки проводятся ежедекадно, а в южных районах с неустойчивым снежным покровом (например, на территории Украины) – каждые 5 суток. Съемка выполняется при степени покрытости опытного участка или маршрута снегом не менее 50%. Пробы плотности отбираются плотномером, представляющим собой металлический цилиндр, которым прорезают снежный покров насквозь и таким образом формируют керн, включающий в себя все слои снежного покрова. По количеству воды, образовавшейся после таяния пробы, определяется средняя в данной точке плотность снежного покрова (с осреднением по всем слоям, фактически имеющим разную плотность). При высоте снежного покрова менее 5 см пробы плотности не отбираются, поэтому результатом такой снегосъемки является лишь средняя высота снежного покрова. Методика выполнения снегомерных съемок регламентируется наставлением [14].

Окончательными результатами каждой снегомерной съемки являются: степень покрытости участка снегом, средняя высота снежного покрова (из 100 или 50 измерений), средняя плотность снега (из 10 или 5 измерений), наличие ледяной корки и воды в снежном покрове, запас воды в снеге (произведение средней высоты и средней плотности), а также общий запас воды (с учетом ледяной корки).

По описанной методике ведутся наблюдения за снежным покровом на метеорологических станциях и постах, количество которых несколько изменяется с течением времени. На территории Украины работали около 200 метеостанций и свыше 400 метеопостов; на всей территории бывшего СССР – около 4000 метеостанций и более 6000 метеопостов. Результаты снегомерных съемок публиковались в метеорологических ежегодниках [11] и ежемесячниках [12], а также накапливаются на электронных носителях информации. Достаточно объемные обобщенные результаты наблюдений за снежным покровом опубликованы также в Справочнике по климату СССР [35]. Указанные метеорологические справочники [11, 12, 35] издаются по 34 выпускам, соответствующим отдельным территориям 34 бывшего СССР. Например, данные для территории Украины образуют выпуск 10. Первые результаты снегосъемок начали публиковаться с конца 30-х годов XX ст.; достаточно полные непрерывные данные по большинству пунктов наблюдения можно получить с 1945 года.

В разные годы учеными-климатологами выполнялись многочисленные исследования характеристик снежного покрова. В качестве примера можно привести работы [8, 13, 30], содержащие достаточно обобщенные результаты. На *рис. 6.1* и *6.2* приведены карты распределения высоты и плотности снегового покрова, заимствованные из книги М.Е. Завариной [8]. Из *рис. 6.1*

видно, что наибольшая высота снежного покрова, которая может реализоваться один раз в 10 лет, изменяется от 20 см к югу от 45 параллели (юг Украины, прикаспийские и приаральские равнины) до 60–80 см на Европейской территории России, в Восточной Сибири и на Дальнем Востоке, 100–120 см в некоторых районах Сибири, на Сахалине и на севере Дальнего Востока и даже до 140–180 см в отдельных районах Камчатки. Средняя плотность снежного покрова достаточно хаотично изменяется от 0,16 г/см^3 в отдельных районах Восточной Сибири до 0,32 г/см^3 на Камчатке. Наиболее характерными для большей части территории СССР являются значения порядка 0,20…0,24 г/см^3.

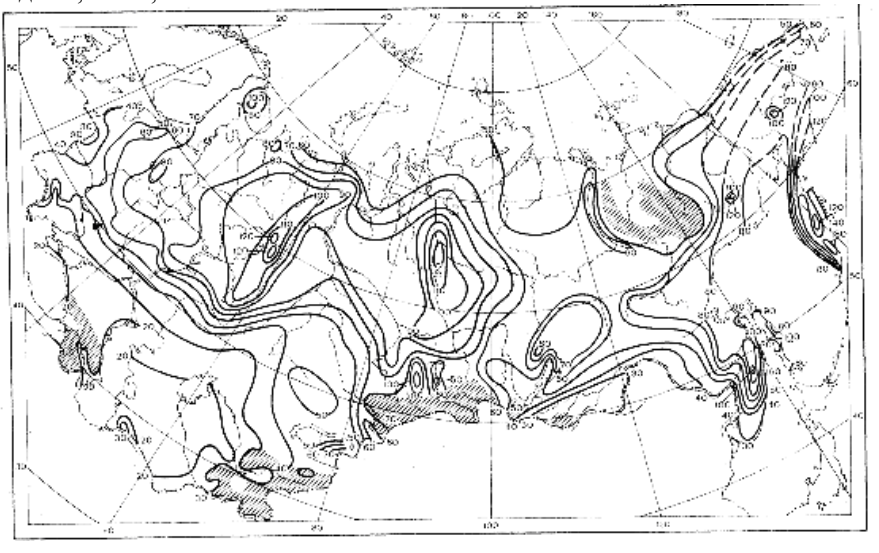


Рис. 6.1. Наибольшие декадные высоты снежного покрова

Сравнительно небольшую изменчивость средней плотности можно объяснить влиянием следующих причин. В северных географических районах с устойчиво низкими зимними температурами снег накапливается практически в течение всей зимы; при этом он остается сухим, но слеживается и уплотняется. В южных районах с частыми оттепелями снег более влажный, а весной может быть просто насыщен водой, что тоже способствует повышению средней плотности. Кроме того, в этих районах нередко образуется ледяная корка, существенно увеличивающая общий запас воды в снежном покрове.

Весьма важным представляется сопоставление результатов параллельных наблюдений за снежным покровом на различных площадках. Обзор опубликованных исследований и собственный опыт авторов показывают, что годичные максимумы запаса воды в снежном покрове на поляне в лесу и под кронами деревьев практически равны, поскольку эти типы площадок защищены от действия ветра.

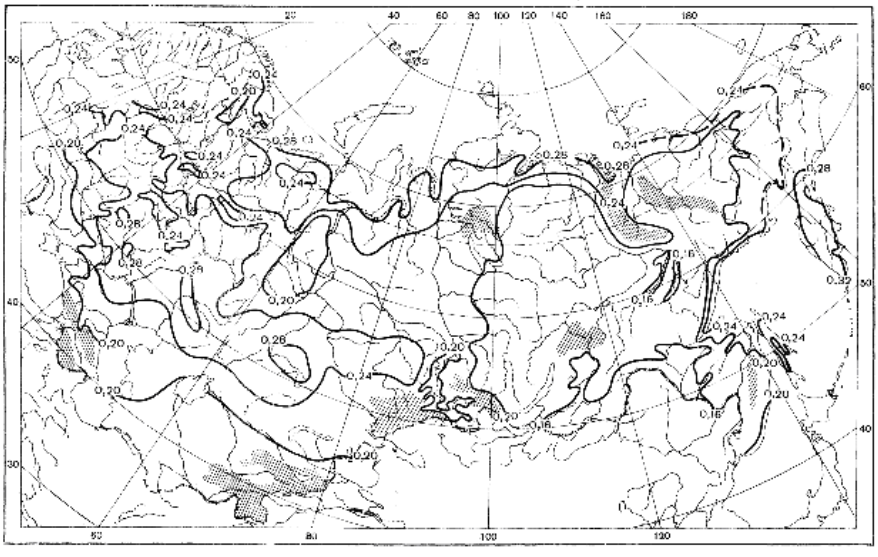


Рис. 6.2. Плотность снежного покрова

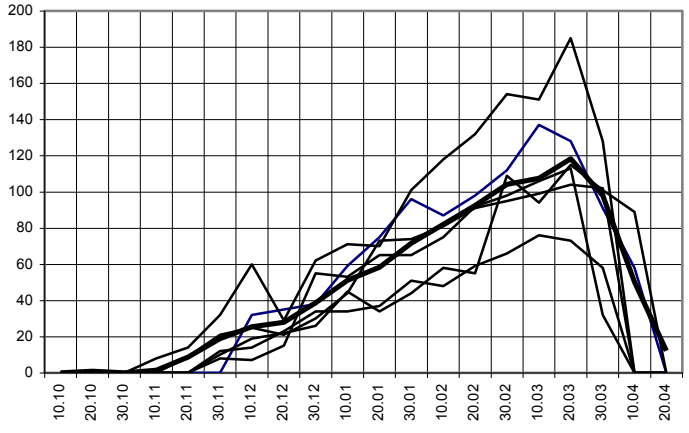
Максимум запаса воды в снежном покрове под кронами деревьев реализуется в течение зимы несколько позже, чем на лесной поляне, что можно объяснить задержкой снега на ветвях (особенно хвойных пород) и последующим падением на поверхность земли. Вследствие сдувания ветром средний запас воды в снежном покрове на полевых площадках меньше, чем на поляне в лесу. Обычно эта разница составляет 10…15%, хотя иногда может достигать 20…25%. Снеговые отложения в оврагах могут принципиально отличаться от окружающей местности, что не позволяет использовать такие данные в качестве общей характеристики снежного покрова в определенном районе.

6.2. Характеристика снеговой нагрузки на поверхности земли

Результаты систематических снегомерных съемок на имеющейся сети пунктов наблюдения позволяют проанализировать изменения величины снеговой нагрузки на поверхности земли во времени и пространстве. Построенные по результатам снегомерных съемок характерные реализации изменения веса снегового покрова на протяжении нескольких лет изображены на *рис. 6.3*. На метеостанции Кострома, расположенной в многоснежном районе с устойчивым снеговым покровом, снег постепенно накапливается в течение зимы и достаточно быстро тает весной. Зимние реализации случайного процесса изменения веса снегового покрова имеют вид несимметричных выпуклых кривых, весьма близких одна к другой. Для метеостанции Полтава, рас-

положенной в малоснежном районе с неустойчивым снежным покровом, характерен иной вид зимних реализаций того же процесса. Из рисунка видно, что снег может выпадать и таять несколько раз в течение зимы, вследствие чего межгодовая изменчивость намного больше, чем на метеостанции Кострома. Тем не менее, изображенный жирными линиями характер изменения среднегодового значения оказывается достаточно близким для обеих рассмотренных метеостанций.

а)



б)

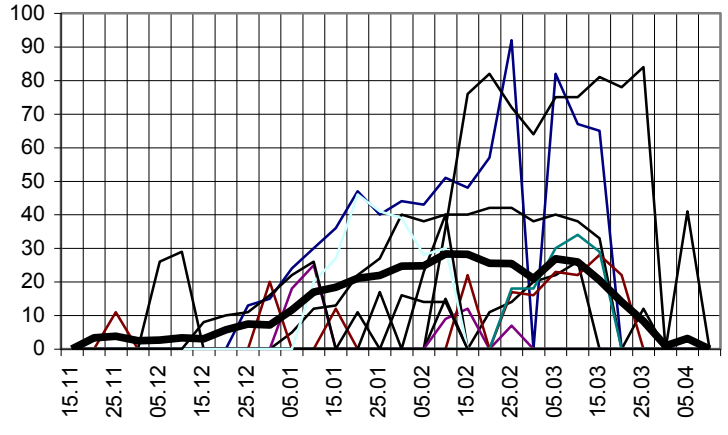


Рис. 6.3. Зимние реализации случайного процесса изменения веса снежного покрова на поверхности земли: *а* — метеостанция Кострома, *б* — метеостанция Полтава

Из *рис. 6.3* видно, что вес снегового покрова на поверхности земли (запас воды в снежном покрове) случайным образом изменяется во времени как в течение зимы, так и от зимы к зиме, что обусловлено воздействием слож-

нейшего комплекса климатических факторов. Поэтому естественной формой описания снеговой нагрузки в определенной географической точке является вероятностная модель случайного процесса.

Для вероятностного представления снеговой нагрузки разными авторами использовались марковские процессы рождения и гибели [36], последовательности прямоугольных импульсов со случайными параметрами, а также ряд составных моделей, например произведение стационарного дифференцируемого случайного процесса и функции математического ожидания [1, 19], сумма единичного стационарного гауссовского процесса пятисуточных максимумов с многолетним средним, заданным прямоугольной импульсной функцией [15]. Применение нормального распределения обусловлено тем, что исследования [1, 15] выполнялись на базе метеостанций из многоснежных районов СССР. В работах [19, 20], показано, что в малоснежных районах с неустойчивым снежным покровом, например на юге Украины, распределения снеговой нагрузки имеют гораздо более сложный характер и требуют использования законов распределения, принципиально отличающихся от нормального.

Наиболее практичная вероятностная модель, позволяющая адекватно представлять процессы изменения атмосферных воздействий и вычислять их расчетные значения всех видов (предельные, эксплуатационные, квазипостоянные и циклические), предложена в работах [19, 20, 23]. Атмосферные воздействия представляются в виде квазистационарного дифференцируемого случайного процесса со стационарной частотной структурой и с годичным периодом нестационарности закона распределения ординаты. Такая модель является достаточно общей, учитывает сезонные изменения климатических параметров, а также характерные особенности различных атмосферных воздействий.

Как показано в [19], для описания случайного процесса изменения снеговой нагрузки на поверхности земли достаточно задать функцию математического ожидания (возможно, в виде алгебраического полинома третьей степени), а также постоянные во времени значения коэффициента вариации, коэффициента асимметрии и эффективной частоты. Распределение ординаты описывается полиномо-экспоненциальным законом с плотностью

$$f\left(x\right)=\exp(a_0+a_1x+a_2x^2+a_3x^3)\,, \qquad (6.1)$$

где $a_0, ..., a_3$ – переменные во времени параметры, определенные по значениям математического ожидания, стандарта и коэффициента асимметрии в соответствующий момент времени.

Универсальность распределения (6.1) позволяет использовать его для описания снеговой нагрузки в различных географических районах.

Статистические характеристики описанной вероятностной модели снеговой нагрузки на поверхности земли вычислены по данным свыше 100 метеостанций, расположенных на территории Украины и в других географических районах СНГ. В обобщенном виде эти характеристики приведены в [20, 24]. Благодаря достаточной информационной обеспеченности вероятностная мо-

дель квазистационарного случайного процесса нашла широкое применение как при нормировании снеговой нагрузки, так и при решении задачи о совместном действии снега и других нагрузок на строительные конструкции.

Более простой, но достаточно точной и популярной является вероятностная модель последовательности годичных максимумов снеговой нагрузки. Для ее разработки из результатов снегосъемок за каждый год (или за зиму) выбираются максимальные значения и таким образом формируется последовательность максимумов, которую приближенно можно считать выборкой независимых данных. Результаты многочисленных исследований свидетельствуют о возможности описания таких последовательностей двойным экспоненциальным законом распределения Гумбеля с плотностью

$$f(x)=\frac{1}{\beta}\exp\left[\frac{\alpha-x}{\beta}-\exp\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)\right] \tag{6.2}$$

и интегральной функцией распределения

$$F(x)=\exp\left[-\exp\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)\right], \tag{6.3}$$

где α и β – параметры, которые определяются через математическое ожидание M и стандарт S выборки максимумов.

Такая методика вероятностного описания снеговой нагрузки не требует обработки большого количества опытных данных и позволяет существенно упростить расчеты, перейдя от операций со случайными процессами к операциям со случайными величинами. Благодаря равномерности деления на годичные интервалы, последовательность максимумов несет информацию о частотной структуре процесса нагружения и тем самым обеспечивает учет фактора времени в расчетах с использованием вероятностной модели последовательности годичных максимумов.

Параметры распределения Гумбеля (6.2), (6.3) определяются с учетом математического ожидания M и стандарта S обработанной выборки максимумов по формулам:

$$\alpha=M-k_a S\,; \qquad \beta=k_b S\,. \tag{6.4}$$

Переходные коэффициенты k_α и k_β зависят от:

- вида исходного распределения, из которого выбирались максимумы;
- объема экстремальной выборки (количества независимых данных, из которых выбирается один максимум);
- объема обработанной выборки максимумов N.

В предельном случае, при достаточно большом объеме экстремальной выборки, переходные коэффициенты можно приближенно принимать равными k_α=0,45 и k_β=0,78. Более точно переходные коэффициенты рекомендуется определять с учетом объема выборки максимумов N по таблице Э.Гумбеля [3], которая в [20] аппроксимирована формулами:

$$k_{\alpha} = 0,45 + 0,34\, N^{-0.69}; \qquad k_{\beta} = 0,78 + 1,54\, N^{-0.75}. \tag{6.5}$$

Легко заметить, что в предельном случае $N \to \infty$ вычисленные по формулам (6.5) переходные коэффициенты принимают указанные выше значения k_{α}=0,45 и k_{β}=0,78.

Системное рассмотрение и сравнение различных вероятностных моделей снеговой нагрузки приведено в [24]. Статистические характеристики годичных максимумов веса снегового покрова практически для всех работающих пунктов наблюдения Украины собраны в [10].

6.3. Формирование снеговой нагрузки на покрытиях зданий

Основные факторы

Снеговая нагрузка на здания и сооружения создается весом снегового покрова, величина которого в кгс/м^2 численно равняется запасу воды в миллиметрах. Изложенные выше статистические методы позволяют по результатам метеорологических наблюдений установить расчетные значения снеговой нагрузки на поверхности земли. Снеговая нагрузка на кровлю формируется под воздействием ряда дополнительных факторов, взаимная связь и учет которых отображены на *рис. 6.4*. Полная снеговая нагрузка действует на здания и сооружения, где снег накапливается в течение всей зимы. При ее нормировании необходимо учесть все влияющие факторы, в том числе возможность частичного подтаивания снега на покрытии. Нагрузка от одного снегопада определяется на тепловыделяющие покрытия, где происходит интенсивное таяние снега, и его накопление в течение всей зимы не представляется возможным. Теплотехнические свойства такого покрытия следует учитывать в том смысле, что скорость таяния снега может превышать интенсивность снегопада, в результате чего снега на покрытии вообще не будет.

Рассмотрим четыре основных фактора, определяющие величину снеговой нагрузки на покрытиях зданий:

- количество выпадающих в зимнее время твердых осадков;
- ссыпание снега с наклонных поверхностей;
- таяние снега на тепловыделяющих покрытиях отапливаемых зданий;
- перенос снега, приводящий к неравномерным отложениям по поверхности покрытия и к сносу некоторой части выпавшего снега с покрытия.

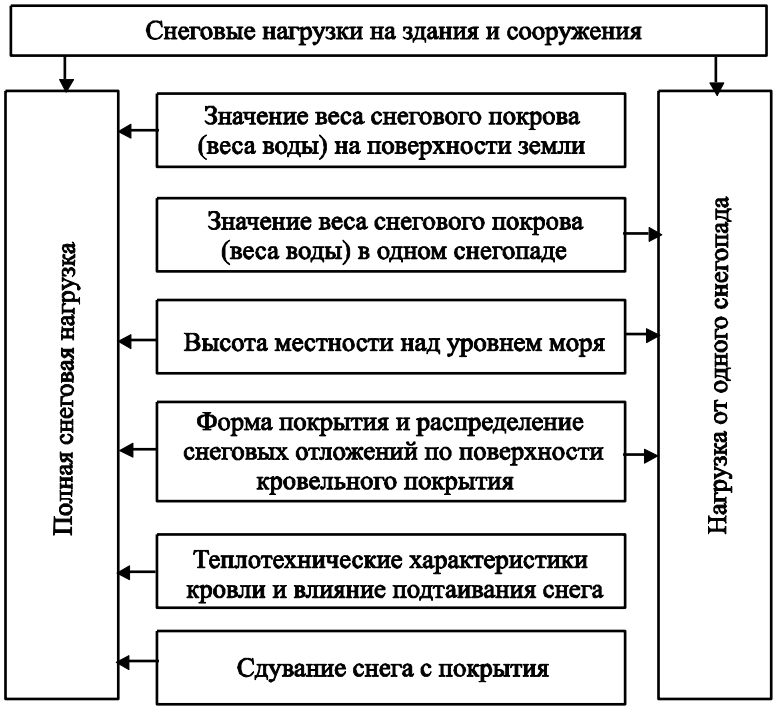


Рис. 6.4. Факторы, влияющие на снеговую нагрузку

Количество твердых осадков определяет величину снеговой нагрузки на поверхности земли, методы и некоторые результаты исследования которой изложены выше. Здесь рассмотрим факторы, зависящие от конструктивных особенностей покрытия: ссыпание, подтаивание и характер распределения снега на покрытии.

Ссыпание

В отличие от сдувания, ссыпание снега вызывается действием силы тяжести, а не ветра. При решающей роли уклона покрытия оказывают влияние и другие факторы. Вероятность сползания слоя снега зависит от шероховатости поверхности и теплопроводности кровли (подтаявший на поверхности покрытия снег играет роль своеобразной смазки), а также от состояния самого снежного покрова, которое в значительной степени определяется температурой воздуха во время его залегания.

Эффект ссыпания снега с поверхности покрытия учтен в нормах нагрузок [312] совместно с явлением сдувания от действия ветра при разработке схем распределения снега по поверхности покрытия. В соответствии с приложением 3 (схемы 1, 2, 3), снеговая нагрузка отсутствует на скатных покрытиях при уклонах свыше 60° и на участках сводчатых покрытий с углом на-

клона свыше 50°. Аналогичным образом эта проблема решена в Еврокоде-1 [39]. Кроме того, в [39] введено понятие «дрейфа» снега по покрытию, что дало возможность более полно учесть ссыпание снега в ендовы и на примыкающие покрытия.

Подтаивание

Таяние снега на поверхности покрытия может происходить при малом сопротивлении теплопередаче ограждающих конструкций, когда поверхность кровли имеет положительную температуру. При этом следует рассматривать два возможных варианта.

При намеренно незначительном сопротивлении теплопередачи внешняя поверхность кровли всегда имеет плюсовую температуру, что вызывает постоянное таяние снега. Такого рода тепловыделяющие кровли в основном применяются в зданиях металлургических и других цехов с избыточными выделениями тепла (стальной профилированный настил, асбестоцементные или даже стальные листы по прогонам и металлическим фермам), а также в отапливаемых теплицах и парниках со светопрозрачными кровлями, на которых снег должен таять для обеспечения прозрачности.

При проектировании тепловыделяющих покрытий используется особый подход к определению снеговой нагрузки. Как правило, нормируется не полная снеговая нагрузка, накопленная в течение всей зимы, а нагрузка от одного снегопада, ибо в промежутке между снегопадами снег на покрытии должен полностью растаять. Наблюдения показывают, что зачастую скорости таяния снега на тепловыделяющих покрытиях превышают интенсивности умеренных снегопадов, в результате чего отложения снега на покрытии вообще не образуются. Результаты подобного нормирования изложены в СНиП [33] и ДБН [5], устанавливающих правила проектирования теплиц и парников. По сравнению с обычными нормами [312] снеговая нагрузка на тепловыделяющие покрытия теплиц уменьшена в 5 и более раз. Отключение отопления и снижение температуры покрытия до минусовых значений во время снегопада следует рассматривать отдельно как аварийный режим эксплуатации.

Второй случай соответствует недостаточному сопротивлению теплопередаче утепленной кровли над отапливаемым зданием. При этом реализуется механизм „саморегулирования” снеговой нагрузки в результате подтаивания на поверхности кровли, описанный П.Д. Окуловым [15]. Рассматривается утепленная кровля отапливаемого здания, внутренняя поверхность которой всегда имеет „плюсовую” температуру. При отсутствии снега и достаточно низкой температуре воздуха в зимний период нулевая изотерма обычно находится в толще кровли, а внешняя поверхность имеет минусовую температуру. Слой снега создает дополнительную теплоизоляцию, в результате чего нулевая изотерма перемещается выше и может выйти за пределы кровли, то есть в снег. Тогда снег на поверхности кровли начинает подтаивать, и толщина его слоя уменьшается до тех пор, пока нулевая изотерма не вернется в

пределы кровли. Новый снегопад улучшает теплоизоляционную способность снегового покрытия, нулевая изотерма перемещается в снег и опять начинается подтаивание, пока толщина снега не стабилизируется на величине, не способной изолировать поверхность покрытия от минусовой температуры.

Подтаивание снега на поверхностях покрытий в нормах проектирования учитывается дополнительными понижающими коэффициентами. Действующие в странах СНГ нормы нагрузок [312] требуют снижать снеговую нагрузку на неутепленные покрытия цехов с повышенными тепловыделениями на 20%. Это возможно при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды. Общеевропейские нормы [39] позволяют учитывать подтаивание снега на кровлях при интенсивности теплового потока свыше 1 Вт/(м^2·°С). Конкретные значения понижающих тепловых коэффициентов устанавливаются национальными дополнениями к общим нормам [39].

Указанное значение теплового потока, по сути, определяет, какие покрытия следует считать тепловыделяющими. Простейший подсчет показывает, что при обычных коэффициентах теплоотдачи внутренней и внешней поверхностей покрытия его термическое сопротивление должно равняться 0,85 (м^2·°С)/Вт. Это соответствует утеплителю из минераловатных плит толщиной около 8 см или пенополистиролу толщиной около 4 см, т.е. достаточно близко к обычно применяемой конструкции покрытий отапливаемых производственных зданий. Следовательно, подтаивание снега может происходить и на утепленных покрытиях. Это свидетельствует как о возможности расширения области применения понижающего коэффициента СНиП [31], так и о необходимости улучшения теплоизолирующих свойств покрытий с целью экономного расходования энергоресурсов.

Характер распределения снега на покрытии

Перенос снега под влиянием ветра является основным фактором, вследствие которого уровень снеговой нагрузки не одинаков по площади покрытия. В результате переноса снега возникают места, откуда снег выносится, и места со скоплением снега (так называемые снеговые мешки). Расположение этих мест связано, главным образом, с конфигурацией поверхности покрытия (его профилем) и, с другой стороны, с направлением ветров. Эти явления изучались с помощью аэродинамической трубы, а также путем натурных наблюдений за отложениями снега на реальных кровлях. Результаты исследований отображены приведенными в нормах нагрузок [312, 33] коэффициентами перехода от нагрузки на поверхности земли к нагрузке на покрытие.

Рассмотрим основные схемы распределения снега по поверхности покрытия путем сравнительного анализа действующих СНиП 2.01.07-85 [312] и общеевропейских норм Еврокод-1 [39]. Эти схемы можно условно разделить на четыре группы: покрытия однопролетных зданий, одноуровневые покрытия многопролетных зданий, покрытия с перепадами высот, локальные изменения формы покрытий.

При формировании снеговой нагрузки на покрытиях однопролетных зданий наблюдается неравномерное отложение снега на двухскатных покрытиях, а также сдувание и ссыпание снега с поверхности покрытий. Именно эти явления учтены приведенными в нормах большинства стран (см., например, [312, 39]) коэффициентами μ, зависящими в основном от уклонов покрытий. С учетом описанных ниже уточнений коэффициент сдувания снега μ из СНиП [312] достаточно близки к соответствующим значениям из Еврокода [39], хотя здесь имеются и заметные различия (*рис. 6.5*).

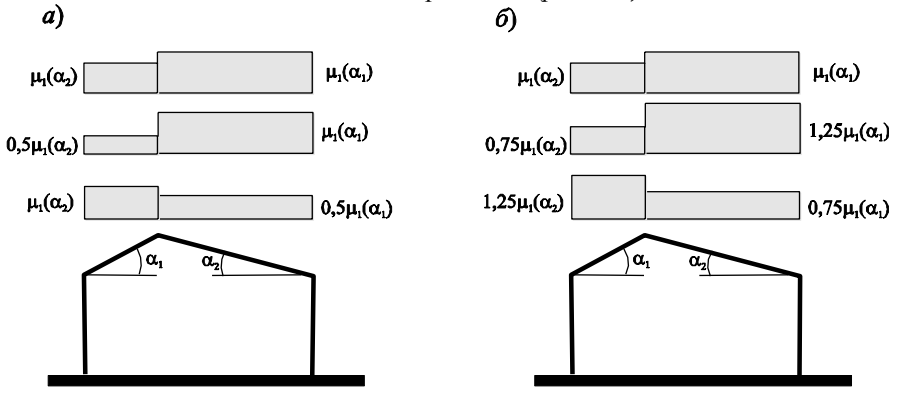


Рис. 6.5. Варианты распределения снеговой нагрузки на двухскатной кровле : *а* — по Еврокоду; *б* — по СНиП

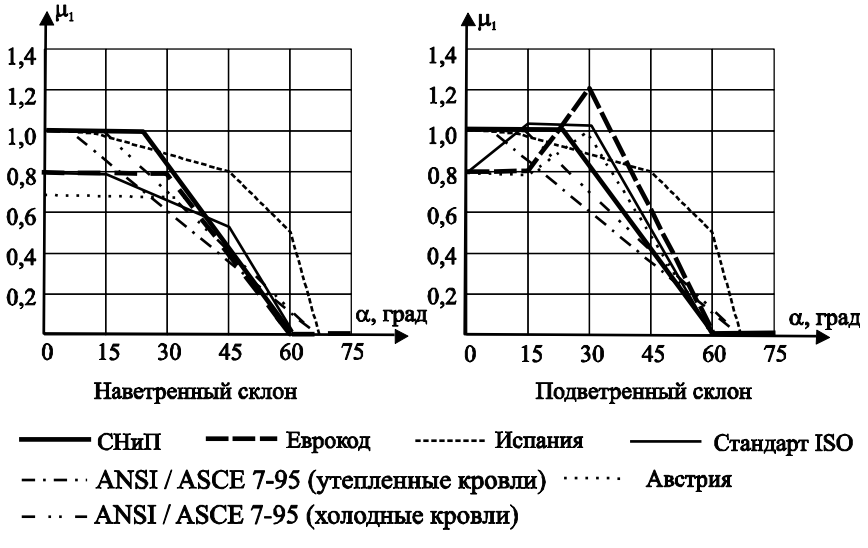


Рис. 6.6. Коэффициент распределения снеговой нагрузки по разным нормам

Заметим, что предложения по назначению значения коэффициента μ в зависимость от угла наклона кровли отличаются значительным разбросом в разных нормативных документах (*рис. 6.6*).

Для одноуровневых покрытий многопролетных зданий коэффициенты μ явно установлены в предположении, что весь выпадающий снег остается на покрытии. Несмотря на некоторые отличия, снеговые нагрузки на многопролетные покрытия, определенные по нормам [312] и [39], также достаточно близки. При несколько большем разнообразии схем покрытий в СНиП [312] нормы Еврокод-1 [39] дают менее грубые схемы нагрузок (треугольные эпюры вместо прямоугольных в СНиП). Однако сравнение показывает, что суммарные снеговые нагрузки на многопролетные покрытия практически не отличаются друг от друга.

Принципиальные методологические различия имеются в нормировании снеговых мешков, образующихся в местах перепадов покрытий. В отличие от СНиП [312], Еврокод-1 [39] вводит понятие дрейфа снеговой нагрузки по поверхности покрытия и четко разделяет снеговой мешок на две составляющие, обусловленные скольжением (ссыпанием) снега с верхнего покрытия и переносом снега под действием ветра (*рис. 6.7*).

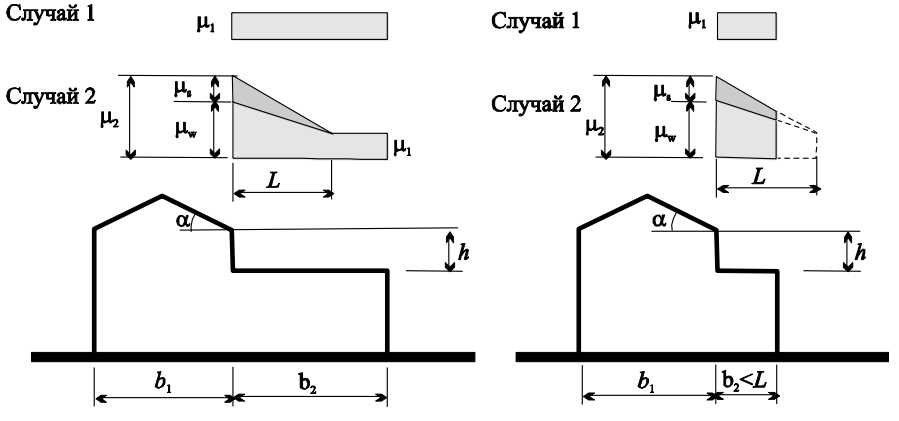


Рис. 6.7. Схема образования снегового мешка по Еврокоду

Первая составляющая четко связана с уклоном вышележащей кровли и может достигать половины снеговой нагрузки, находящейся на ней. Вторая, ветровая, составляющая определяется с учетом ширины верхнего и нижнего участков покрытия, но ограничена сверху случаем заполнения всего перепада высот снегом с плотностью 200 кг/м^3. Такое же ограничение установлено и в СНиП [31] наряду с указанием, что коэффициент $\mu \le 4$ для покрытий и $\mu \le 6$ – для навесов.

Стандарт США ANSI/ASCE 7-05 [38] для покрытий с перепадом высот рекомендует на нижнем покрытии предусматривать дополнительно к равномерно распределенной нагрузке P_s треугольно распределенную нагрузку от накопления переносимого ветром снега с максимальной ординатой P_d (*рис. 6.8*).

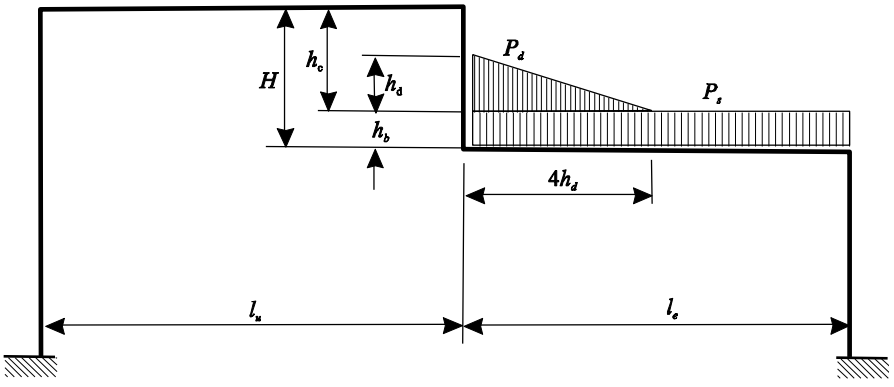


Рис. 6.8. Распределение снега у перепада высот по нормам США

Эта дополнительная нагрузка не учитывается, если $h_c / h_b < 0,2$, в противном случае высота снега, который накапливается у перепада высот, определяется формулой $h_d = 0,43\sqrt[3]{l_u}\sqrt[4]{P_g + 10} - 1,5$, где P_g — расчетная снеговая нагрузка на земле в фунтах на квадратный фут и все размеры берутся в футах.

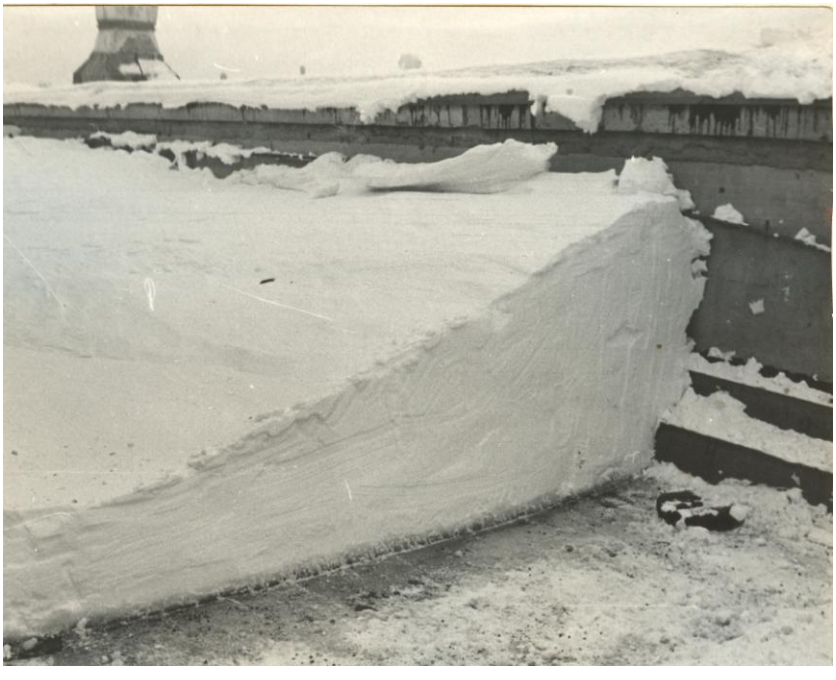


Рис. 6.9. Снеговой мешок у фонаря

В случае локальных изменений формы покрытий, к которым относятся в основном светоаэрационные фонари, парапеты и выступающие элементы

типа вентиляционных труб, нормы в основном рекомендуют учитывать снеговой мешок с глубиной, равной высоте препятствия, что соответствует многим наблюдениям (см. *рис. 6.9*). При этом в Еврокод-1 [39] плотность снега принимается равной не 200, а 300 кг/м^3 с учетом уплотнения при переносе ветром. Кроме того, СНиП [312] устанавливают некоторые дополнительные ограничения для μ.

Сопоставление результатов расчета по различным нормам проще всего выполнять, используя площади эпюр снеговой нагрузки (*рис. 6.10*). Рассмотрено три значения перепада высот и для каждого из этих вариантов – пять случаев длины крышевого ската: 2, 5, 10, 15 и 20 метров [27] .

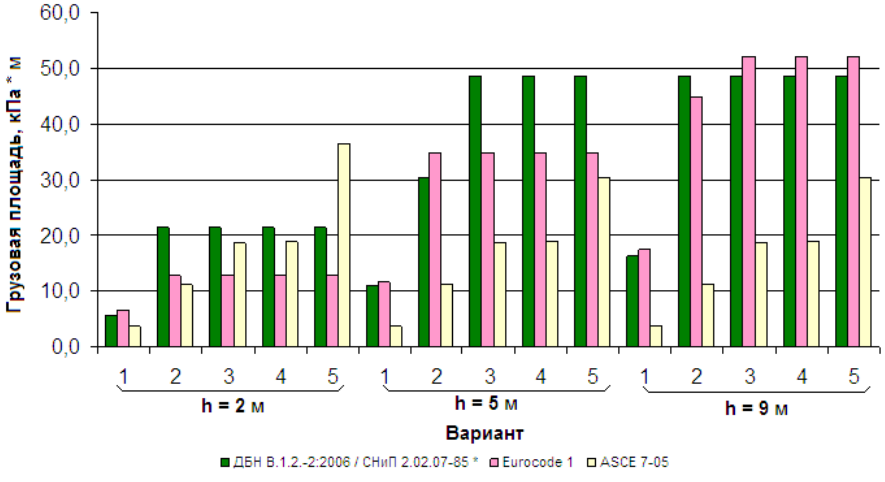


Рис. 6.10. Сопоставление грузовых площадей снегового нагружения

Как видно из *рис. 6.10*, результаты сопоставления указывают на более высокий уровень нагрузки по отечественным нормам отличается от рекомендованных Еврокодом, как в меньшую, так и в большую стороны. Что касается норм США, то они дают заметно меньшее значение нагрузки в снеговых мешках.

Весьма интересным и полезным для расчета карнизных деталей является рекомендуемый Еврокод-1 [39] учет снега, нависающего на краю крыши (*рис. 6.11*). При весеннем потеплении большие глыбы нависающего снега могут срываться с кровли, обрывая при этом водостоки и представляя непосредственную угрозу для людей.

В заключение отметим, что схемы отложения снега, приведенные в приложении 3 к СНиП 2.01.07-85 [312] (как, впрочем, и в других нормах), охватывают лишь ограниченный набор наиболее распространенных профилей покрытий, между тем как нередко возникают задачи учета снеговой нагрузки на других профилях или же уточнения приведенных в нормах данных в связи с необходимостью уточнения резервов несущей способности. Для этого следует принимать во внимание, по крайней мере, два обстоятельства, ко-

торые использовались при составлении приведенных в нормах унифицированных расчетных схем загружения снегом:

- предполагалось примерно равномерное распределение ветров по характерным направлениям [17];
- использовалось балансовое соотношение, заключающееся в том, что объем снега в снеговом мешке равен объему снега, снесенного с вышележащего участка.

а) *б*)

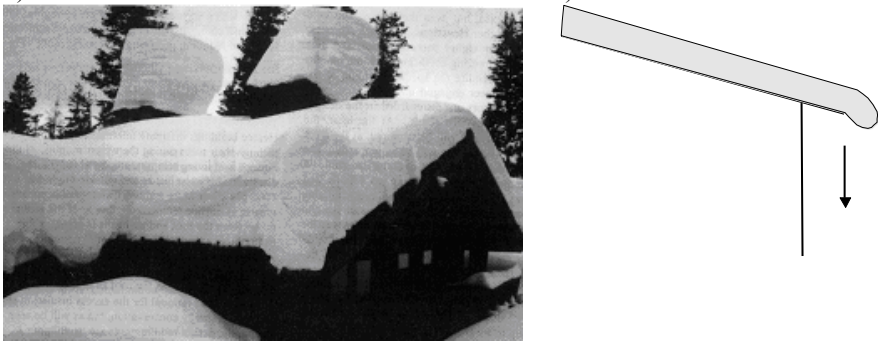


Рис. 6.11. Нависание снега: *а*— фото с натуры: *б*— схема из Еврокода

Исходя из этих предпосылок и изложенных выше положений норм, в затруднительных случаях можно рекомендовать подход к оценке максимально возможной величины снегового мешка, основанный на полном заполнении его снегом (в разумных пределах). При этом наибольшая величина снеговой нагрузки

$$S_{\max} = \rho\, h, \tag{6.10}$$

где h – величина перепада высот либо высота препятствия, создающего снеговой мешок, в метрах;

ρ – плотность снега, которую в зависимости от его влажности и степени уплотнения можно принимать равной 2…3 кН/м^3.

Если перепад высот смежных участков покрытия h слишком велик, чтобы быть полностью заполненным снегом, наибольшее значение снеговой нагрузки лучше оценить с учетом массы снега, сдуваемой с верхней части покрытия при ветре по стрелке 1, и с нижней части — при ветре по стрелке 2 (*рис. 6.12*). Предполагается, что сдувается примерно половина снега (помечено затенением на *рис. 6.12*), а снеговой мешок (заштрихован вертикально) в отличие от реальной формы, которая показана пунктиром, имеет форму треугольника с основанием $b = 2h$.

Тогда из балансового отношения получаем значение коэффициента формы покрытия

$$\mu = 2 - \frac{L_1 + L_2}{2h} \quad . \tag{6.11}$$

Практически следует учитывать меньшее из значений, получаемых с помощью формулы (6.10) или же с использованием коэффициента (6.11), распределяя при этом нагрузку по треугольнику с длиной, равной удвоенной высоте перепада $b=2h$, но не большей пролета нижележащего покрытия.

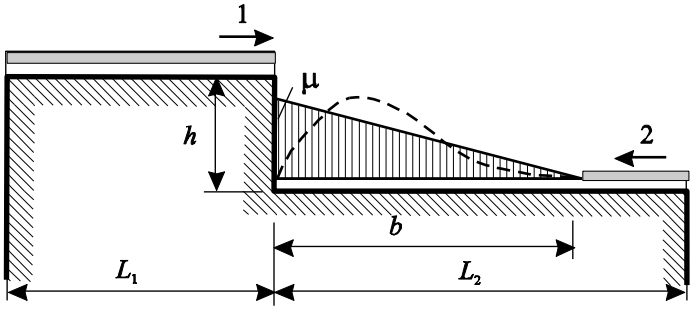


Рис. 6.12. К оценке параметров снегового мешка

Для ответственных конструкций полезно выполнять сопоставительные расчеты, принимая распределение снега по покрытию по рекомендациям различных нормативных документов. Такое сопоставление, например, выполнялось при проектировании нового безопасного конфайнмента (НБК) над разрушенным четвертым энергоблоком Чернобыльской АЭС (*рис. 6.13*).

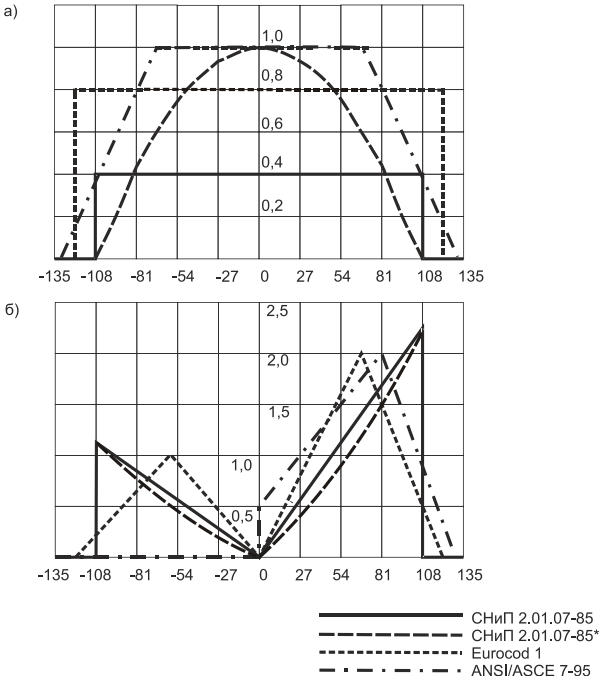


Рис. 6.13. Схема распределения снеговых отложений на арке про-летом 270 метров в соответствии с различными нормативными указаниями: *а* — симметричные отложения; *б* — несимметричные отложения

И, наконец, как и для ветровой нагрузки, могут быть рекомендованы специальные испытания в аэродинамических трубах, как это было сделано при проектировании покрытия над центральной спортивной ареной стадиона «Лужники» [28].

6.4. Снеговая нагрузка в нормах проектирования

Для обеспечения достаточного уровня надежности необходимо при проектировании покрытий учитывать максимально возможные значения веса снегового покрова. В начале XX ст. снеговые нагрузки определялись на основе результатов измерения высоты снегового покрова по постоянным рейкам, часто как среднее или наибольшее наблюденное значение. Неоднозначность такого подхода приводила к авариям и побуждала к разработке унифицированных нормативных документов.

Одна из первых попыток общегосударственного нормирования снеговой нагрузки сделана в „Единых нормах" 1933 года. Территория СССР разделена на 4 района с разными высотами снегового покрова, которым отвечали значения снеговой нагрузки в пределах от 25 кгс/м^2 до 120 кгс/м^2. В этих нормах приведены также зависимости снеговой нагрузки от уклона кровли, характерные схемы ее распределения на кровлях с фонарями, учтено сдувание и подтаивание снега на поверхности кровли.

ОСТ 90058–40 делил территорию СССР на 5 районов со значениями веса снегового покрова 50, 70, 100, 150, 200 кгс/м^2 и устанавливал несколько упрощенные сравнительно с предыдущими нормами правила учета профиля кровли.

Очевидная непредсказуемость величины снегового покрова привела к пониманию ее случайного характера и необходимости использования статистических методов для определения расчетных значений снеговых нагрузок на основе натурных наблюдений. При этом общую проблему нормирования снеговой нагрузки целесообразно разделить на две задачи:

- определение веса снегового покрова на поверхности земли методами, изложенными в параграфах 6.2 и 6.3;
- оценка характера распределения снегового покрова по поверхности покрытия с учетом факторов, описанных в параграфе 6.3.

Переход к проектированию несущих конструкций по методу предельных состояний, впервые официально регламентированному НиТУ 121–55 «Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций», вызывал необходимость установления расчетных (максимально возможных на протяжении срока службы несущей конструкции) значений веса снегового покрова. Для этого данные упомянутого выше ОСТ 90058–40 стали считать нормативными значениями веса снегового покрова, а переход к расчетным значениям выполнялся путем умножения на коэффициент перегрузки 1,4.

Следующие нормы нагрузок СНиП II-А.11-62 и СНиП II-6-74 имели практически современный вид. Они отличаются уточнениями границ территориальных районов, схем распределения снега по поверхности покрытий в зависимости от их профиля, а также некоторыми менее существенными деталями. В период действия СНиП II-А.11-62 стали наблюдаться случаи аварий легких кровель вследствие перегрузки снегом. Эта проблема решена в СНиП II-6-74 путем введения повышенного значения коэффициента перегрузки. Если собственный вес кровли не превышает 80% нормативной снеговой нагрузки, принимается коэффициент надежности 1,6, а при более тяжелых кровлях используется традиционное значение 1,4 [6]. Сразу же отметим принципиальную некорректность предложенного решения. По определению метода предельных состояний, коэффициент перегрузки должен учитывать возможные отклонения нагрузки от нормативного значения. Поэтому он зависит от вероятностных свойств (в частности, коэффициента вариации) снеговой нагрузки и совсем не связан с конструкцией и весом покрытия. Повышенное влияние снеговой нагрузки на напряженное состояние конструкций легких покрытий по сравнению с самим весом покрытия следовало бы учесть соответствующим коэффициентом сочетания. При внесении изменений в СНиП 2.01.07-85, которые приняла Россия в 2003 году [9], снеговые нагрузки были заметно увеличены и необходимость в таком искусственном регулировании надежности, как это сделано в СНиП II-6-74, отпала.

Само по себе это повышение обуславливалось заметной недооценкой снеговой нагрузки в старой редакции СНиП 2.01.07-85. Эта недооценка была давно известна специалистам, например, еще в 1969 году в монографии [45] была приведена характерная выборка данных об авариях, произошедших вследствие перегрузок снегом. Эти данные содержатся в *табл. 6.1*.

Однако все усилия специалистов, направленные на исправление этой ошибки разбивались о несокрушимую позицию бывшего Госстроя СССР «Не дадим ухудшать экономические показатели!». И лишь ликвидация этого органа позволила сдвинуть проблему с места.

Действующие нормы нагрузок СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [312] разработаны на той же методологической основе, что и предыдущие СНиП. В качестве исходных статистических данных использованы годичные максимумы веса снегового покрова по данным снегомерных съемок на площадках, защищенных от действия ветра. Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия равняется:

$$S = S_0 \cdot \mu, \tag{6.12}$$

где S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на поверхности земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Таблица 6.1

Аварии	Год аварии	Нагрузка в кгс/м^2	
		Расчетная	Фактическая
Авария семи стропильных ферм:			
снег на фонарях	1955	100	62—212
снег между фонарями ...	1955	100	275
Аварии стальных промышленных зданий:			
обрушение конструкции однопролетного цеха аварийное состояние.....	1955	50	100
подпрогонных ферм и фермы пролетом 12 *м*....	1955	140	360
Обрушение трехшарнирных арок пролетом 30 м склада минерального сырья	1956	60	134
Авария ферм покрытия цеха металлоконструкций пролетом 48 м	1956	100	500
Авария ферм покрытия обжигового цеха цементного завода (двухпролетное покрытие с пролетами по 21 м): нагрузка — снег и цементная пыль.....	1960	70	960
Авария арок покрытия центрального рынка пролетом 45,2 м	1966	100	175—340

При разработке норм [312] нормативное значение S_0 принято равным среднему значению годичных максимумов веса снегового покрова, определенных по данным снегомерных съемок на участке, защищенном от действия ветра, за период не менее 10 лет. В процессе проектирования значение S_0 определяется в зависимости от снегового района по карте территориального районирования (*табл.6.2*).

Таблица 6. 2

Снеговые районы	I	II	III	IV	V	VI
S_0 кПа	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5

Большая часть территории СНГ относится к III–IV снеговым районам, местности южнее 49° или 50° северной широты – к I–II снеговым районам, V район в основном распространен на Урале, в Западной Сибири и на Камчатке, а VI снеговой район встречается лишь на Сахалине. Снеговая нагрузка в

горных местностях не нормируется; ее следует устанавливать по метеорологическим данным. Заметно увеличение нормативного значения S_0 вблизи гор.

Значительные территории в Сибири, вблизи Байкала и Амура относятся ко II и даже к I снеговому району, однако характер снегового покрова в этих районах существенно отличается от южных районов Украины и Северного Кавказа. Анализ метеоданных показал, что в первом случае снежный покров невелик, но устойчив, а его годичные максимумы имеют сравнительно небольшие коэффициенты вариации. Южноевропейские районы характеризуются неустойчивым снежным покровом с высокими (до 0,8…1,0) коэффициентами вариации годичных максимумов, поэтому при тех же средних значениях годичного максимума наибольшие возможные значения снеговой нагрузки значительно превышают аналогичные данные для сибирских метеостанций. К сожалению, эти особенности не учтены при разработке СНиП 2.02.07-85, и в ряде случаев это явилось причиной известных аварий легких покрытий на юге Украины.

Характер распределения снега по поверхности покрытия задается коэффициентом μ, который определяется по приложению 3 к СНиП [312] в зависимости от профиля покрытия. Он учитывает явления сдувания и ссыпания снега с поверхности покрытия, рассмотренные в предыдущем параграфе.

Расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия находится по формуле, которая в СНиП [312] описана словесно:

$$S_{ef} = \gamma_f \; k \, k_1 \, k_2 \, S = \gamma_f \; \mu \, k \, k_1 \, k_2 \, S_0 , \qquad (6.13)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, который должен обеспечивать переход от среднего годового максимума к максимально возможному значению веса снежного покрова;

k и k_1 – коэффициенты, учитывающие сдувание снега с покрытия;

k_2=0,8 – коэффициент, учитывающий подтаивание снега на неутепленных покрытиях цехов с повышенными тепловыделениями.

Сдувание снега с поверхностей пологих покрытий учитывается при условии их открытости прямому действию ветра и при среднеянварских температурах воздуха не выше –5°С, при которых снег является сухим и достаточно сыпучим. С учетом средних скоростей ветра в зимний период от 2 м/с до 7 м/с формулы пункта 5.5 СНиП [312] дают значения коэффициентов k и k_1 в пределах от 1,0 до 0,7, причем эти коэффициенты не могут учитываться совместно.

Коэффициент k_2 учитывается независимо от k при условии обеспечения отвода талой воды с кровли при ее уклоне свыше 3%. Отметим, что в СНиП [312] вместо обозначения k_2 в пункте 5.6 просто установлено снижение коэффициентов μ на 20%.

Распространенной ошибкой является отнесение снеговой нагрузки к длительным временным нагрузкам. Эта ошибка проистекает от представления о долгой зиме, а между тем наблюдения показывают, что максимум веса снегового покрова в течение данной зимы имеет место только в течение одной-

двух недель, при этом зима с расчетным значением веса снегового покрова появляется раз в двадцать-тридцать лет. На Украине – раз в 10 лет!

В связи с этим кроме полного нормативного значения для III и последующих снеговых районов СНиП [312] в явном виде устанавливают пониженные нормативные значения снеговой нагрузки. Именно они отнесены к длительным нагрузкам и должны фигурировать при учете ползучести бетона, а также в сочетаниях с другими длительными нагрузками. Пониженные нормативные значения определяются путем умножения полных нормативных значений на коэффициенты 0,6 – для V и VI снеговых районов; 0,5 – для IV района и 0,3 – для III снегового района. В соответствии со СНиП [312] в I и II районах снеговая нагрузка вообще не имеет длительной составляющей. Очевидная нелогичность такого положения объясняется не совсем корректной методикой нормирования. Длительная составляющая принята равной уровню снеговой нагрузки, которая действует не менее 150 суток в течение зимы. Каким бы ни был характер изменения снеговой нагрузки в малоснежных южных районах (см. *рис. 6.3*), она все равно вызывает некоторые реологические явления в конструкциях. Поэтому для I и II районов также должны устанавливаться длительные составляющие снеговой нагрузки. Ее значения могут быть незначительными и, возможно, мало влияющими на работу конструкций, но с точки зрения методологической их необходимо установить.

Обобщенные в [20] результаты многочисленных исследований показали, что нормирование снеговой нагрузки в СНиП 2.01.07-85 [312] имеет ряд недостатков, среди которых отметим наиболее важные:

- несовершенство методики определения расчетных значений, которое обусловливает их превышение в районах с неустойчивым и изменчивым снежным покровом (например, южные районы Украины) каждые 7 – 10 лет;
- недостаточно детальное территориальное районирование, которое вызывает значительные огрубления при определении нормативных и расчетных значений;
- указанная выше некорректность в нормировании длительных составляющих;
- невозможность учета сроков эксплуатации конструкций, что приводит к их проектированию на неопределенный срок службы.

Европейские нормы Еврокод-1 [39] построены, в основном, на той же методологической основе, но имеют ряд существенных отличий:

- вместо нормативного используется характеристическое значение, которое отвечает среднему периоду повторяемости 50 лет;
- дополнительно введены понятия комбинационного, часто повторяемого и квазистационарного значений, которые определяются через характеристическое значение снеговой нагрузки;
- эффект возможного сдувания снега с поверхности покрытия учитывается отдельным топографическим коэффициентом;
- с целью нормирования снеговой нагрузки на тепловыделяющие (застекленные) покрытия предусмотрен отдельный тепловой коэффициент, кон-

кретные значения которого должны устанавливаться национальными нормами;
- рассмотрено меньшее количество профилей кровли, чем в СНиП [31], но для них приведен более детальные указания относительно определения коэффициента перехода от снеговой нагрузки на поверхности земли к нагрузке на кровлю;
- рассмотрены локальные эффекты в виде снегозадерживающих препятствий на кровле, зависание снега над карнизом и сползание с крыши;
- хорошо проработано районирование снеговых нагрузок в горных местностях путем введения зависимостей от высоты над уровнем моря.

Некоторые особенности Еврокод-1 уже рассмотрены в предыдущем параграфе, где выполнялся сравнительный анализ распределений снега по поверхности покрытия. Особо следует отметить использование характеристических значений снеговой нагрузки со средним периодом повторяемости 50 лет. Принципиальное методологическое значение такого подхода заключается в том, что в качестве базовой величины используется не весьма часто превышаемый средний годичный максимум, как в СНиП 2.01.07-85, а достаточно редко реализуемое характеристическое значение с периодом повторяемости 50 лет, близким к обычным срокам службы зданий и сооружений. Такой подход не только полнее учитывает реальную метеорологическую информацию о снеговом покрове, но и существенно снижает возможные погрешности при переходе к расчетным значениям снеговой нагрузки. Об этом свидетельствует анализ обеспеченности нормирования снеговой нагрузки в СНиП.

6.5. Обеспеченность снеговой нагрузки в СНиП

Уровень обеспеченности расчетных значений атмосферных нагрузок, установленных СНиП 2.01.07-85 [312], формируется на двух этапах нормирования: при определении расчетного значения нагрузки по данным конкретной метеостанции согласно принятой методике нормирования и при территориальном районировании нормативных нагрузок с неизбежными при этом отклонениями от вычисленных значений.

Предусмотренный методикой нормирования СНиП период повторяемости T расчетных нагрузок Q можно оценить, исходя из функции распределения годичного максимума веса снегового покрова для определения расчетного значения снеговой нагрузки, что приводит к формуле:

$$T = \exp\left(\frac{Q-M}{0,78\,S} - 0,57\right), \tag{6.14}$$

где M и S – математическое ожидание и стандарт годичного максимума веса снегового покрова.

С целью обобщения нормативное значение снеговой нагрузки, равное математическому ожиданию годичного максимума веса снегового покрова,

примем равным единице: M=1. Тогда расчетное значение будет равным коэффициенту надежности по нагрузке $Q=\gamma_f$, а формула (6.14) преобразуется к безразмерному виду

$$T = \exp\left(\frac{\gamma_f}{0,78\,V} - 0,57\right), \tag{6.15}$$

где V – коэффициент вариации годичного максимума веса снегового покрова.

По результатам многочисленных статистических исследований, коэффициент вариации годичного максимума веса снегового покрова на поверхности земли может принимать значения от 0,3…0,5 в районах со стабильным снеговым покровом до 0,7…1,0 в южных районах с неустойчивым снеговым покровом.

Результаты расчетов по формуле (6.14) для значений коэффициента вариации $0,3 \le V \le 1,0$, а также коэффициентов надежности по нагрузке γ_f =1,4 для тяжелых кровель и γ_f =1,6 для легких кровель приведены в *табл. 6.3*:

Таблица 6.3

V	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
T при γ_f =1,4	224	50,3	20,5	11,3	7,3	5,3	4,2	3,4
T при γ_f =1,6	527	95,4	34,2	17,3	10,6	7,3	5,5	4,4

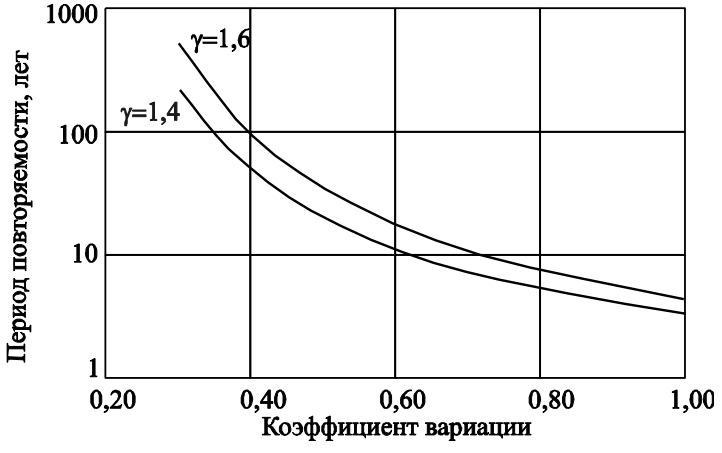


Рис. 6.14. Зависимости среднего периода повторяемости расчетных значений снеговой нагрузки от коэффициента вариации годичного максимума веса снегового покрова

Из таблицы и построенного по ее данным *рис. 6.14* видно, что периоды повторяемости расчетных значений снеговых нагрузок существенно зависят от коэффициента вариации. Если при V<0,5 периоды повторяемости согласуются со сроками службы зданий и сооружений, то при больших значениях коэффициента вариации расчетные значения снеговой нагрузки имеют

слишком малые периоды повторяемости, явно не соответствующие срокам службы зданий и сооружений. Таким образом, принятая в СНиП [312] методика нормирования снеговой нагрузки разработана для многоснежных районов, но совершенно неприемлема для южных районов с неустойчивым снежным покровом, куда можно отнести практически всю территорию Украины и ряда других государств СНГ. Именно вследствие показанного принципиально неверного подхода к определению расчетных значений снеговой нагрузки происходили аварии легких покрытий в относительно малоснежных географических районах.

Выходом из такого положения могло бы быть использование переменного значения коэффициента надежности по снеговой нагрузке, обратно пропорционального ее нормативному значению. Однако расчеты показывают, что при этом для обеспечения приемлемых периодов повторяемости 30…50 лет в I–II районах коэффициенты надежности должны достигать значений $\gamma_f > 3$, что не соответствует общепринятым традициям нормирования нагрузок.

Отклонения, возникающие в результате территориального районирования снеговой нагрузки, оценены по данным украинских метеостанций. Для каждой из метеостанций по методике СНиП [312] вычислены расчетные значения снеговой нагрузки, после чего полученные результаты сопоставлены с соответствующими районными значениями того же СНиП. Результаты статистической обработки отклонений районных значений от вычисленных расчетных нагрузок показали, что территориальное районирование снеговой нагрузки приводит к весьма существенным отклонениям от вычисленных расчетных значений: от –41% для метеостанции Умань до +102% для метеостанции Джанкой. Такая методика территориального районирования в ряде случаев приводит к дополнительному занижению надежности несущих конструкций, воспринимающих снеговую нагрузку.

В среднем по территории Украины расчетные значения снеговой нагрузки занижаются на 50…60% по сравнению со значениями, необходимыми для обеспечения минимально достаточного уровня надежности конструктивных элементов $P(T)$=0,99. Таким образом, существующая методика нормирования и территориального районирования расчетных значений снеговой нагрузки не обеспечивает достаточно точного определения ее расчетных значений при проектировании несущих конструкций покрытий.

Отмеченные недостатки СНиП 2.01.07-85 [312] осознаны также автором статьи [29], где внесены некоторые предложения по совершенствованию этих норм. Суть предложений, ориентированных в основном на уточнение нормирования снеговой нагрузки в особо снежных местностях Сахалина, отображена в *табл. 6.4*.

Из таблицы видно, что автор предлагает несколько увеличить расчетные значения снеговой нагрузки во II и III территориальных районах, а также ввести два новых района с повышенными расчетными значениями. Это предложение соответствует результатам нашего анализа, при котором также выявлены существенные отклонения данных Сахалинских метеостанций от районных значений СНиП [312]. При разработке данных предложений использовался тот же принцип, что и в СНиП 2.01.07-85, когда в одном снего-

вом районе объединялись пункты с установленным районным, а также с несколько большим (примерно на одну треть выше районного) и меньшим (на две трети ниже районного) нормативными значениями.

Таблица 6.4

Районы по СНиП	Вес снегового покрова, кН		
	Расчетное значение по СНиП ($\gamma_f = 1,6$)	Расчетное значение по измененным СНиП	Фактические значения, которые могут встретиться в районе
I	0,80	0,80	До 0,85
II	1,12	1,20	0,86-1,40
III	1,60	1,80	1,41-2,00
IV	2,40	2,40	2,01-2,65
V	3,20	3,20	2,66-3,45
VI	4,00	4,00	3,46-4,25
VII	—	4,80	4,26-5,05
VIII	—	5,60	5,06-5,70

6.6. Снеговая нагрузка в нормах Украины

Особенности Евронорм [39] в значительной мере учтены при разработке Государственных строительных норм Украины ДБН [4] на базе результатов исследований [20], что позволило устранить отмеченные выше недостатки СНиП [312]. В ДБН снеговая нагрузка считается переменной повторной нагрузкой с тремя расчетными значениями:

- предельным

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C\,; \tag{6.16}$$

- эксплуатационным

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C; \tag{6.17}$$

- квазипостоянным

$$S_p = (0,4 \cdot S_0 - 160) C, \tag{6.18}$$

где S_0 – характеристическое значение снеговой нагрузки (вес снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли в паскалях);

γ_{fm} – коэффициент надежности по предельному расчетному значению, зависящий от среднего периода повторяемости;

γ_{fe} – коэффициент надежности по эксплуатационному расчетному значению, зависящий от доли установленного срока эксплуатации конструкции T_{ef}, на протяжении которого оно может превышаться;

С – произведение коэффициентов, которые учитывают форму кровли, особенности ее эксплуатации и высоту расположения над уровнем моря.

Характеристическое значение снеговой нагрузки S_0 равняется весу снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли, который может превышаться в среднем один раз в 50 лет, и определяется по карте территориального районирования. Отметим, что зависимости эксплуатационного (6.17) и квазипостоянного (6.18) расчетных значений от одного и того же характеристического значения являются приближенными и введены с целью упрощения норм.

Коэффициент надежности по предельному расчетному значению γ_{fm} вычисляется в зависимости от среднего периода повторяемости T (в годах) по формуле

$$\gamma_{fm} = 0,24 + 0,45 \lg T \tag{6.19}$$

или определяется по соответствующей таблице ДБН [4], построенной по (6.19). При этом для объектов массового строительства допускается средний период повторяемости T принимать равным установленному сроку эксплуатации конструкции $T_{ef.}$ Для уникальных и особо ответственных объектов средний период повторяемости предельного расчетного значения снеговой нагрузки вычисляется с учетом установленного срока эксплуатации несущей конструкции T_{ef} и необходимой обеспеченности (вероятности непревышения) P предельного расчетного значения

$$T = -T_{ef} \big/ \ln(P). \tag{6.20}$$

Коэффициент надежности по эксплуатационному расчетному значению γ_{fe} определяется в зависимости от доли μ установленного срока эксплуатации конструкции T_{ef}, на протяжении которого оно может превышаться, по одной из численно близких формул

$$\gamma_{fe} = 2 \cdot \sqrt[3]{-\lg \mu} - 1,9, \quad \gamma_{fe} = -0,48 \cdot \lg \mu - 0,36 \tag{6.21}$$

или по соответствующей таблице ДБН [4], построенной по (6.21). Значение μ устанавливается нормами проектирования конструкций в зависимости от их назначения, ответственности, а также последствий выхода за второе предельное состояние. Для объектов массового строительства допускается принимать $\mu = 0,02$.

Характеристическое значение S_0 задает снеговую нагрузку на поверхности земли для местности, открытой действию ветра. Особенности конкретной кровли учитываются коэффициентом

$$C = C_{CON} \cdot C_{EXP} \cdot C_{ALT}, \tag{6.22}$$

где C_{CON} – конструктивный коэффициент, который обеспечивает переход от снеговой нагрузки на поверхности земли к нагрузке на горизонтальную проекцию покрытия и определяется с учетом профиля покрытия по таблице,

аналогичной приложению 3 СНиП [312], но несколько расширенной с привлечением данных [39];

C_{EXP} – эксплуатационный коэффициент, учитывающий в основном подтаивание снега на кровлях с недостаточной теплоизоляцией и принимаемый (до обоснования более точных значений) равным 0,8 при условии обеспечения отвода талой воды с покрытия;

C_{ALT} – коэффициент географической высоты, учитывающий увеличение снеговой нагрузки с ростом высоты H размещения объекта над уровнем моря и определяемый по формуле

$$C_{ALT} = 1{,}4H + 0{,}3 \text{ при } H \geq 0{,}5 \text{ км};$$
$$C_{ALT} = 1 \text{ при } H < 0{,}5 \text{ км}. \tag{6.23}$$

В отличие от СНиП [312] ДБН [4] позволяет по карте районирования и формулам (6.23) ориентировочно определять расчетные значения снеговой нагрузки в горных местностях Крыма и Карпат. Более точные значения рекомендуется вычислять по результатам метеорологических наблюдений на конкретной площадке.

Предложенные в ДБН [4] предельные расчетные значения снеговой нагрузки в большинстве случаев превышают соответствующие значения, установленные СНиП 2.01.07-85 [312]. Это должно привести как к увеличению поперечных сечений и материалоемкости несущих конструкций покрытий, так и к желаемому повышению уровня их надежности. Техническая, социальная и экономическая эффективность внедрения ДБН [4] выявлена путем сравнительного анализа уровня надежности, конструктивных и экономических показателей несущих конструкций легких покрытий, запроектированных на действие снеговой нагрузки по СНиП 2.01.07-85 [312] и по ДБН [4].

Необходимые показатели установлены путем экспериментального проектирования треугольных стальных ферм покрытия под кровлю из волнистых асбестоцементных листов по стальным прогонам. Фермы запроектированы для каждой из 24 областей Украины и АР Крым в следующем порядке: определены расчетные нагрузки и усилия в стержнях, подобраны поперечные сечения стержней, вычислены расходы стали на ферму.

Фермы рассчитаны на постоянную расчетную нагрузку 0,4 кПа и снеговые нагрузки, соответствующие географическому району. При проектировании по СНиП расчетные значения снеговой нагрузки вычислены по формуле (6.13) при μ=1, k=k_1=k_2=1, γ_f=1,6. При проектировании по ДБН предельные расчетные значения снеговой нагрузки определены по формуле (6.16) при C=1 для четырех сроков службы: 10, 25, 50 и 100 лет. С учетом указанных пяти вариантов и 25 регионов Украины всего рассмотрено 125 ферм. Конструктивные расчеты позволили для каждой из них определить сечения стержней и оценить расход стали.

Естественно, что увеличение расчетных значений снеговой нагрузки привело к возрастанию сечений элементов и массы ферм, запроектированных по ДБН, по сравнению с результатами проектирования по СНиП. Средние по территории Украины зависимости увеличения расчетного значения снеговой

нагрузки и массы ферм (в процентах от результатов проектирования по СНиП) от предполагаемого срока службы изображены на *рис. 6.15*. Если результаты проектирования по ДБН для срока службы T=10 лет близки к СНиП, то с увеличением срока службы металлоемкость ферм возрастает. Весьма значительное увеличение расчетных значений снеговой нагрузки приводит к намного меньшему возрастанию материалоемкости. Так, например, при T=50 лет расчетные значения снеговой нагрузки в среднем возрастают на 58%, а масса ферм – на 22%. Это объясняется неизменностью постоянной нагрузки, неизменностью размеров большинства фасонок и ряда стержней, подобранных по предельной гибкости.

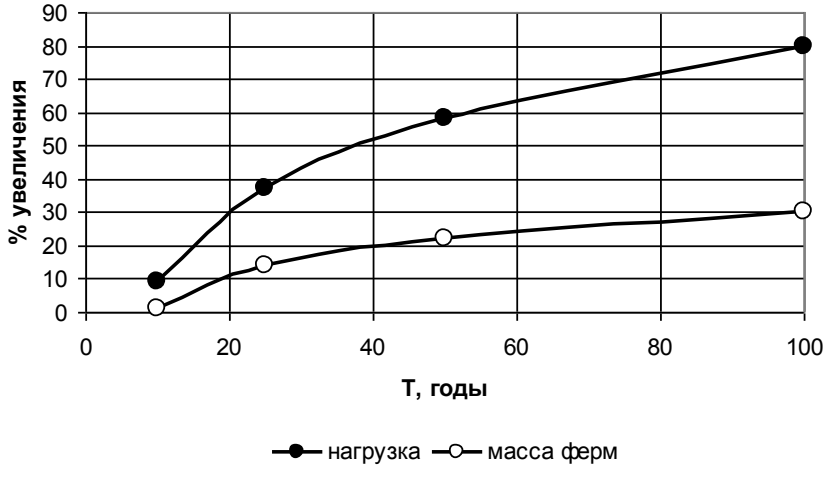


Рис. 6.15. Увеличение расчетного значения снеговой нагрузки и массы ферм, запроектированных по ДБН, по сравнению со СНиП

Вероятности отказа $Q(T)$ всех запроектированных ферм в течение сроков службы T=10, 25, 50 и 100 лет оценены по методике, предложенной в [21, 26]. Снеговые нагрузки представлены в форме последовательностей годичных максимумов, описанных распределением Гумбеля. Постоянная нагрузка и несущая способность элемента конструкции описываются нормальным законом распределения. Статистические характеристики нагрузок определены по рекомендациям и картам районирования [20].

Зависимости вероятностей отказа (средней, наименьшей и наибольшей по территории Украины) от срока службы ферм изображены на *рис. 6.16*. Вероятности отказа ферм, запроектированных на снеговую нагрузку по СНиП [312], имеют значительный разброс по областям Украины и существенно возрастают с увеличением срока службы. Это вполне логично, ибо эти фермы проектировались с учетом снеговых нагрузок, не зависящих от срока службы. Соответственно сечения стержней также не связаны с предполагаемым сроком службы ферм. Если при сроке службы T=10 лет средняя по Украине вероятность отказа равняется 0,06, а наибольшая 0,17, то с увеличени-

ем срока службы вероятности отказов ферм, запроектированных на снеговую нагрузку по СНиП [312], достигают слишком больших значений, иногда приближающихся к единице. Для больших сроков службы уровень надежности ферм, запроектированных по СНиП, вообще становится недопустимо низким. Обращает на себя внимание большой разброс вероятностей отказов по территории Украины (от 0,06 до 0,61 при T=50 лет), являющийся прямым следствием достаточно грубого территориального районирования нормативной снеговой нагрузки в СНиП.

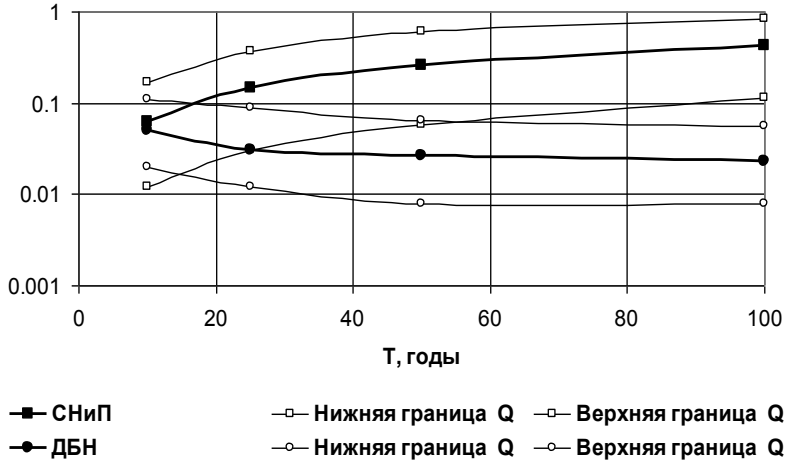


Рис. 6.16. Вероятности отказа ферм, запроектированных на снеговые нагрузки по СНиП и по ДБН

Фермы, запроектированные по ДБН, имеют гораздо более стабильные показатели надежности. Вероятности отказа даже несколько снижаются с увеличением срока службы и при T=50 лет изменяются в пределах от 0,01 до 0,06. Такие значения вполне соответствуют необходимому уровню надежности массовых конструкций, а гораздо меньший разброс свидетельствует о более детальном и точном территориальном районировании характеристических значений снеговой нагрузки в проекте ДБН. Выявленная стабильность уровня надежности ферм, запроектированных по ДБН, объясняется тем, что расчетные значения снеговой нагрузки в ДБН возрастают с увеличением срока службы конструкции. Такой подход выравнивает надежность конструкций, запроектированных для разных сроков службы, и приводит вероятность их отказа к приемлемому уровню. Несущие конструкции покрытия проектируются на вполне определенный срок службы, установленный с учетом физического и морального старения этих конструкций, а также других технических, экономических и социальных факторов.

Из изложенного следует, что увеличение материалоемкости и стоимости несущих конструкций вследствие внедрения новых норм снеговой нагрузки должно компенсироваться социальным и экономическим эффектом от повышения надежности. Если социальный эффект следует из самого факта

безаварийной эксплуатации несущих конструкций, то экономический эффект можно считать количественной оценкой целесообразности внедрения новых норм снеговой нагрузки.

В основу вычисления экономического эффекта положено сравнение оптовых цен ферм, запроектированных по СНиП 2.01.07-85 [312] и по ДБН [4], увеличенных пропорционально вероятностям отказа этих ферм. В сущности, такой подход учитывает лишь стоимости ферм с учетом необходимых замен вследствие вероятных отказов. При этом не учитываются издержки на демонтаж аварийных конструкций, работы по монтажу новых ферм, убытки от простоев производства и потери уничтоженного оборудования в случае реального отказа. Поэтому полученные значения экономического эффекта следует считать ориентировочной оценкой снизу. Реальный экономический эффект от повышения надежности ферм, запроектированных на повышенные значения снеговых нагрузок, должен быть намного большим.

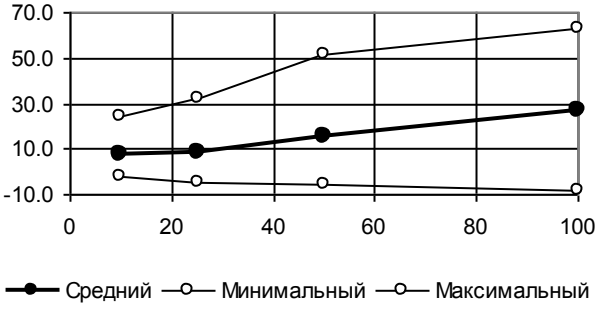


Рис. 6.17. Экономический эффект, в процентах от стоимости фермы, запроектированной по СНиП

Тем не менее положительный экономический эффект от увеличения расчетных значений снеговой нагрузки наблюдается практически для всей территории Украины. Из *рис. 6.17* видно, что несмотря на утяжеление ферм, экономический эффект от повышения надежности возрастает с увеличением предполагаемого срока службы ферм и при T=50 лет в среднем по территории Украины достигает 16%. Учитывая отмеченную выше заниженность полученных значений экономического эффекта, внедрение новых норм снеговой нагрузки следует считать безусловно целесообразным.

6.7. Межгодовая изменчивость снеговой нагрузки

На территории Украины иногда наблюдаются чрезвычайно снежные зимы, наличие которых побудило к детальному анализу межгодовой изменчивости снеговой нагрузки с учетом частоты и дат возникновения таких зим. Исследование выполнено с использованием достаточно длинных (1944 –

1990 годы) непрерывных последовательностей годичных максимумов веса снежного покрова для сети из 23 украинских метеостанций.

Некоторые элементы проанализированных последовательностей, особенно для южных районов Украины, в несколько раз превышают обычные значения снеговой нагрузки. С целью проверки их принадлежности к общей совокупности данных сформирована и проанализирована объединенная выборка нормированных значений годичных максимумов веса снегового покрова. На *рис. 6.18* изображен закон распределения объединенной выборки объемом 1012 данных в вероятностной шкале Гумбеля. Точки с высокими значениями нагрузки согласуются с прямой, которая описывает предельное распределение Гумбеля со средним значением $M = 0$ и стандартом $S = 1$. Следовательно, большие снеговые нагрузки, которые реализуются во время очень многоснежных зим, не выпадают из общей массы данных. Такой же вывод получен в работе [30], где проводился подобный анализ данных российских метеостанций.

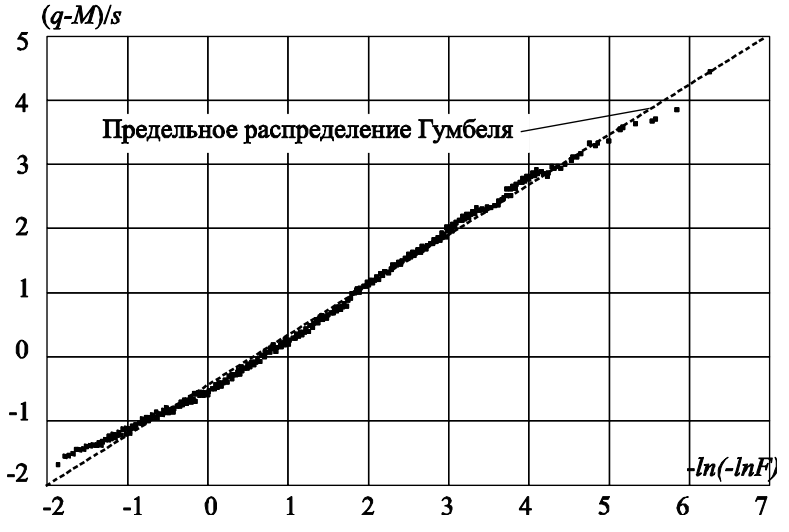


Рис. 6.18. Распределение объединенной выборки

Периодичность возникновения многоснежных зим и их локализация во времени проанализированы на *рис. 6.19*. Каждая из 23 точек отображает наибольшее в период наблюдений значение годичного максимума веса снегового покрова на одной из 23 метеостанций. Вдоль оси абсцисс указаны годы, когда наблюдались наибольшие нагрузки, а вдоль оси ординат отложены средние периоды повторяемости этих нагрузок. Для 17 метеостанций наибольшие наблюденные значения нагрузки имеют период повторяемости $T_{max} < 80$ лет, что в целом согласуется с 57-летним периодом наблюдений. Периоды повторяемости наибольших наблюденных значений снеговой нагрузки на четырех метеостанциях составляют 100 – 150 лет, а на двух приближаются к 300 годам. Вероятности возникновения таких нагрузок на про-

тяжении 57-летнего периода наблюдений приближенно равняются 0,2…0,5, что позволяет считать их вполне возможными.

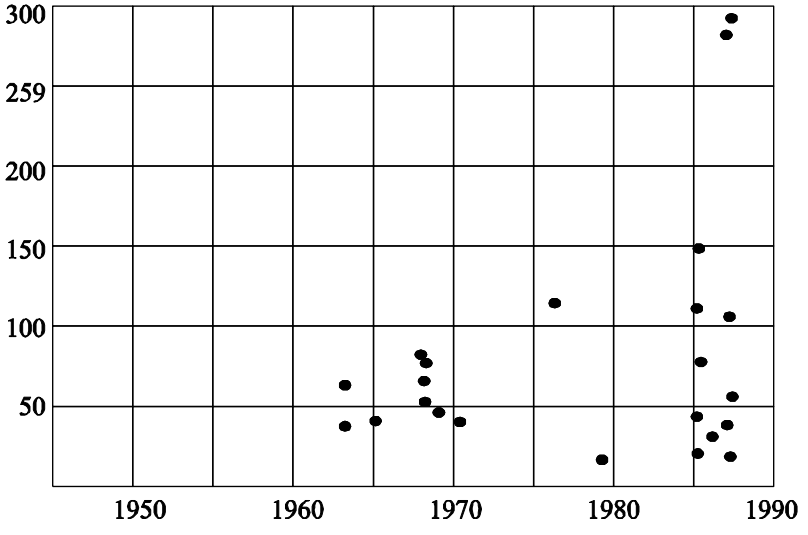


Рис. 6.19. Периодичность возникновения малоснежных зим

Таким образом, многоснежные зимы являются достаточно редким, но совсем не чрезвычайным явлением. Необычно большие значения веса снегового покрова, наблюдаемые во время таких зим, не выпадают из общей совокупности годичных максимумов и поэтому должны учитываться при нормировании снеговой нагрузки.

Из *рис. 6.19* видно, что наибольшие значения веса снегового покрова наблюдались во время зим 1967-68, 1984-85 и 1986-87 годов. Межгодовой ход снеговой нагрузки на отдельных метеостанциях можно детально изучить, анализируя последовательности годичных максимумов как реализации случайного процесса. На *рис. 6.20* приведены характерные примеры таких реализаций для метеостанций Семеновка и Джанкой, расположенных на севере и на юге Украины. Наблюденные реализации, изображенные пунктирными линиями с точками, имеют случайный характер и не проявляют видимых закономерностей долговременной изменчивости снеговой нагрузки. Показанные сплошными линиями результаты линейного сглаживания по пяти точкам отображают общий ход снеговой нагрузки на протяжении периода наблюдений. Эти линии указывают на некоторую периодичность в чередовании малоснежных и многоснежных зим, причем эти периоды приблизительно совпадают между собой и с *рис. 6.19*.

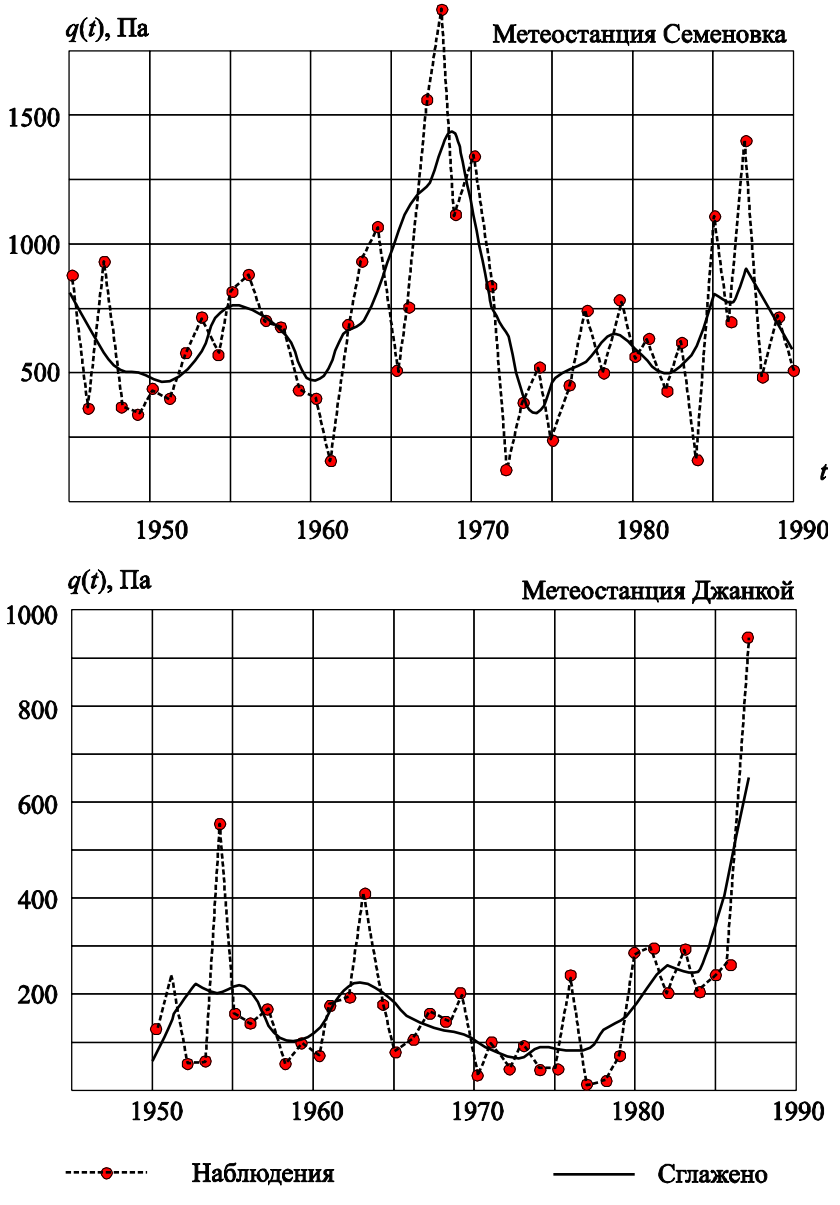


Рис. 6.20. Примеры межгодового хода нагрузки

Плавный ход изображенных на *рис. 6.20* сглаженных последовательностей годичных максимумов веса снегового покрова указывает на возможность краткосрочного (на один–два года вперед) прогнозирования величины снеговой нагрузки на основе применения известных методов прогнозирования случайных процессов. Полученные результаты могут быть

использованы в переходных расчетных ситуациях (период возведения, капитального ремонта или реконструкции строительного объекта), а также при оценивании технического состояния эксплуатируемых конструкций.

Если несущая способность конструкции покрытия не отвечает требованиям норм проектирования при учете полной расчетной снеговой нагрузки, ее следует проверить на действие нагрузки, спрогнозированной по данным ближайших метеостанций на 1–2 года вперед. Если момент прогноза попадает на период малоснежных зим (например, 1970–1980 годы по *рис. 6.18*), прогнозируемое расчетное значение может оказаться несколько ниже полного расчетного значения снеговой нагрузки. При достаточной несущей способности конструкции по отношению к прогнозируемой нагрузке можно разрешить ее эксплуатацию на протяжении одной–двух зим и в это время выполнить комплекс подготовительных работ по ее замене или усилению. Такой подход может дать некоторое время для выполнения качественного усиления несущих конструкций покрытий и значительную экономию эксплуатационных расходов.

6.8. Динамическое действие снега

Определение снеговых нагрузок на сооружения нетрадиционной формы и/или необычных масштабов может ставить ряд новых вопросов. В качестве примера можно указать на определение динамической нагрузки, которая возникает при соскальзывании снеговых масс с покрытия, когда такого рода снежная лавина ударяет по парапетным конструкциям.

Многие кровли зданий и сооружений являются в достаточно степени скользкими, и снег имеет возможность соскальзывать с них. При этом, поскольку свежевыпавший снег имеет сцепление с кровлей, сначала он будет накапливаться. Такое накопление характерно не только для свежевыпавшего снега, но и для смерзшегося. Во многих случаях необходимо оценить те угрозы, которые могут возникать в связи с соскальзыванием снега с покрытий большепролетных сооружений, на которых могут накапливаться большие массы снега. Но рано или поздно, снег может начать подтаивать то ли под влиянием тепла, проникающего изнутри, то ли под влиянием солнечной радиации, то ли при оттепелях. Подтаявший снег имеет водную смазку в месте контакта с кровлей, и его блоки могут начать соскальзывать, увлекая за собой соседние блоки и образуя снежную лавину (*рис. 6.21*).

Следует заметить, что если конструктивным решением кровли предусмотрены невысокие ребра, которые выступают над ее поверхностью, то они не могут предотвратить соскальзывание. Оно может случиться, если ребра кровельного настила будут располагаться вдоль ската. При расположении ребер поперек ската можно представить себе, что они удержат только небольшой слой снега, который ввиду своей неподвижности, скорее всего, будет уплотняться, а вышерасположенные слои рыхлого снега смогут свободно скатываться по склону.

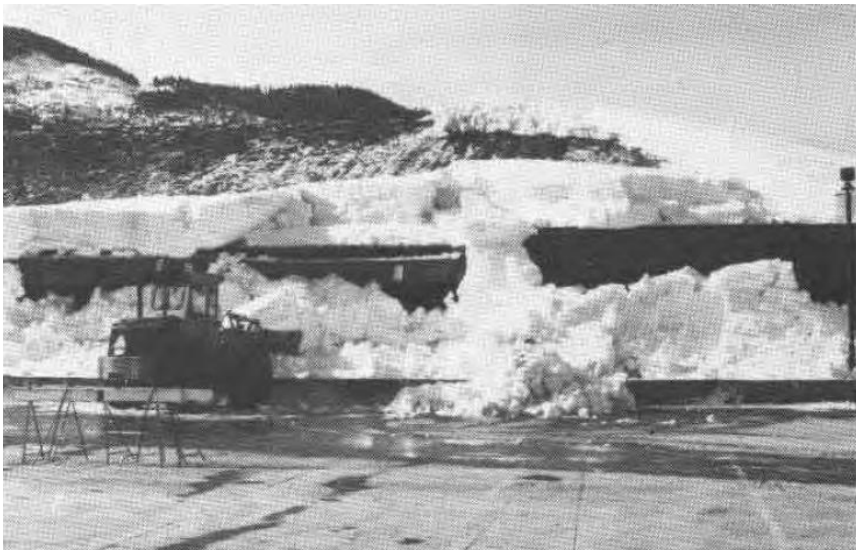


Рис. 6.21. Соскальзывание снега с кровли здания

При больших размерах покрытия соскальзывающие массы снега накапливают большую кинетическую энергию и эта энергия определяет существенную силу удара при столкновении с любым препятствием или с землей. Здесь, например, можно сослаться на описанный в [29] случай соскальзывания снега с арочного покрытия ангара в аэропорту Шереметьево (Москва), когда были разрушены и упали на землю парапетные плиты. В акте расследование этой аварии указало, что на покрытии сводчатой формы "... происходит накопление снега, который, благодаря малому коэффициенту трения на границе металлическая кровля - снег и наличию даже незначительных тепловыделений изнутри здания или резких изменений температуры снаружи, лавинообразно сползает с поверхности кровли". В опубликованных работах имеются и другие свидетельства аварийных воздействий отмеченного типа. Достаточно типичным является разрушение припаркованного транспорта (*рис. 6.22*) или выступающих над кровлей печных труб (*рис. 6.23*).



Рис. 6.22. Разрушение автомобилей упавшим снегом

а) б)

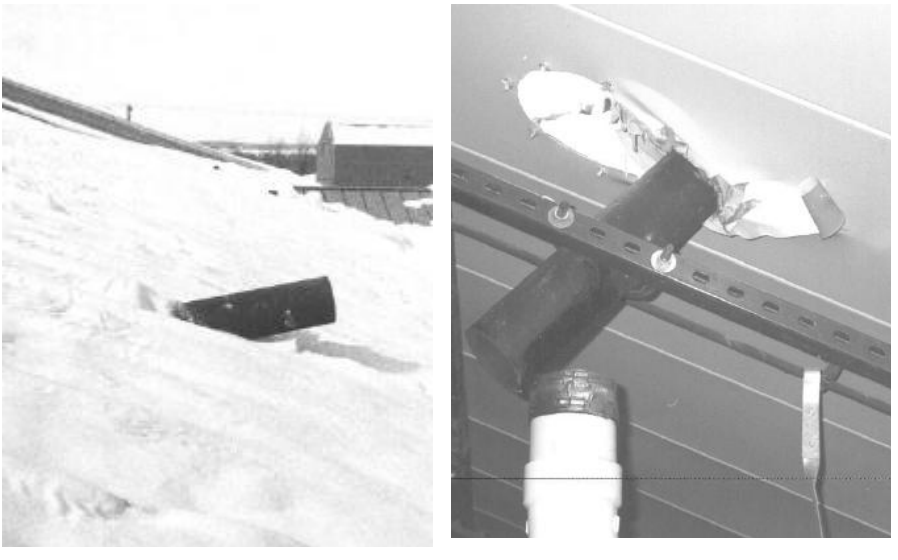


Рис. 6.23. Разрушение дымовой трубы:
а — вид снаружи, б — вид изнутри из работы [43])

Если рассмотреть уравнение движения скользящего блока снега с массой m (*рис. 6.24*), то нетрудно получить значение скорости после прохождения дистанции L по склону кровли:

$$V = \sqrt{2g\beta L}\,, \tag{6.24}$$

где $\beta = \left(\sin\alpha - k_{тр}\cos\alpha\right)$ определяется углом склона и коэффициентом трения $k_{тр}$.

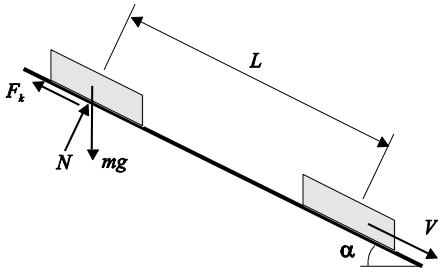


Рис. 6.24. Схема к определению скорости удара

При значительных размерах L и углах α величина скорости может достигать десятков метров в секунду, при этом кинетическая энергия, определяющая силу удара, оказывается весьма значительной.

То же самое можно сказать и о нижележащих участках покрытий, на которые просто сбрасываются массы снега с высоты нескольких метров.

Исследования, связанные с анализом влияния движения снежных масс при соскальзывании с кровель зданий, весьма немногочисленны и посвящены, главным образом, оценкам массы снега остающегося на покрытии, а не вопросам, относящимся к действию соскользнувшей части снега на конструкции, хотя здесь, например, отмечается, что для покрытий сводчатого типа накопление соскользнувшего снега у основания свода (*рис. 6.25*) создает нагрузку, которая не предусмотрена нормами проектирования, где предполагается, что те части свода, у которых уклон превышает 50° (в некоторых нормах 60°) вообще свободны от снеговой нагрузки.

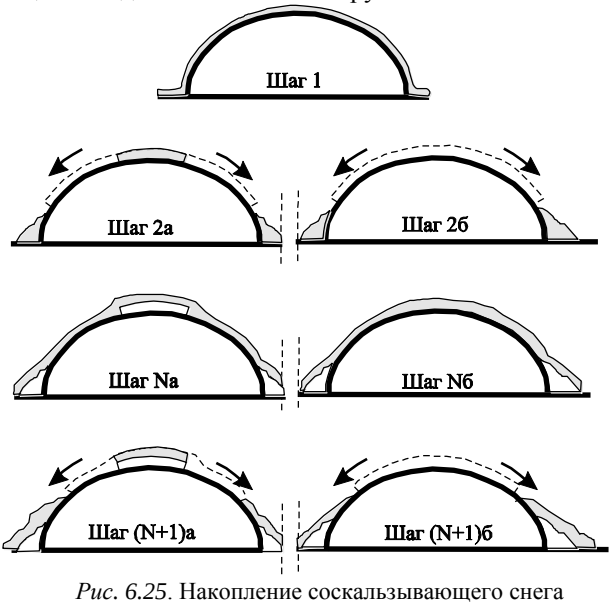


Рис. 6.25. Накопление соскальзывающего снега

Некоторые важные детали, связанные с воздействием соскальзывающих с крыши масс снега, представлены в документе [44], который является комментарием к руководству MIL STD 3007 Корпуса военных инженеров США (US Army Corps of Engineers) относительно воздействия снеговой нагрузки.

Имеющаяся нормативная литература не дает прямых указаний по поводу действия соскальзывающих масс снега на конструкции зданий и сооружений, но с некоторой степенью условности можно рассматривать в качестве нормативных рекомендаций некоторые указания содержатся в инструкции СН 517-80 [31]. В этом документе приведены формулы для определения расчетной скорости движения лавины и для нагрузки на 1 м сплошной преграды.

Расчетная скорость движения лавины определяется по формуле

$$V = \sqrt{2gZ}\,, \tag{6.25}$$

которая получается при пренебрежении силами трения снега о подстилающую поверхность, а составляющую нагрузки, направленную параллельно склону — по формуле

$$P_0 = 0{,}5\rho h_0^2 K_1 K_2 \sin 2\theta\,, \tag{6.26}$$

где h_0 — высота снежного покрова (м); K_1=1,2…3,2 — коэффициент, зависящий от характера и ориентации поверхности склона; K_2=0,7…1,0 — коэффициент, зависящий от значения плотности ρ и θ — угол наклона поверхности к горизонту.

Литература

1. Айзен А.М., Ротштейн Д.М. К вероятностной оценке снеговой нагрузки // Строительная механика и расчет сооружений. — 1981. — № 5. — С. 7-9.
2. Виноградов О.Г. Фактические сведения о распределении снеговых нагрузок // Надежность и качество строительных конструкций. — Куйбышев, 1982. — С. 4-98.
3. Гумбель Э. Статистика экстремальных значений. — М.: Мир, 1965. — 450 с.
4. ДБН В.1.1-2:2006. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия / Минстрой Украины.— К.: Изд-во «Сталь», 2006.— 59 с.
5. ДБН В.2.2-2-95 Будинки і споруди. Теплиці та парники. – К.: 1995.
6. Дривинг А.Я. О коэффициенте перегрузки снеговой нагрузки на легкие покрытия // Нагрузки и надежность строит. конструкций. Труды ЦНИИСК. — Вып. 21. — М.: Стройиздат, 1973. — С. 53-57.
7. Журански Е.А., Соболевски А. Некоторые проблемы снеговых нагрузок на крыши // Симпозиум "Строительная климатология": (г.Москва, сентябрь 1983г.)М. 1983. — Тр., 4.IIIб. — С. 281-295.

8. Заварина М.В. Строительная климатология. —Л.: Гидрометеоиздат, 1976. — 312 с.
9. Изменение №2 СНиП 2.01.07-87 «Нагрузки и воздействия» // Бюл. строит. техники. — 2003. — №9. — С. 18.
10. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Снігове навантаження в Україні. — Львів: Вид-во наук.-техн. літ-ри, 1997. — 848 с.
11. Метеорологический ежегодник. Наблюдения гидрометеорологических станций и постов над снежным покровом (снегосъемки). — Л.: Гидрометеоиздат, 1951-1978. — Вып. 1-34.
12. Метеорологический ежемесячник. Ч. II. — Л.: Гидрометеоиздат, 1950. — Вып. 1-34.
13. Михель Б.Н., Рудникова А.В., Липовская В.И. Переносы снега при метелях и снегопады на территории СССР. — Л.: Гидрометеоиздат, 1969. — 203 с.
14. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. — Вып. 3, Ч.1. Метеорологические наблюдения на станциях. — Л.: Гидрометеоиздат, 1963. — 308 с.
15. Окулов П.Д. Анализ совместного воздействия нагрузок от подвесных кранов и снега на металлические конструкции покрытия промышленных зданий: А втореф. дис. канд. техн. наук. —- М.: МИСИ, 1984. — 237 с.
16. Отставнов В.А., Розенберг Л.С. О некоторых особенностях сбора и первичной обработки исходного климатологического материала по снеговым нагрузкам, // Труды ЦНИИСК. — Вып 42. — М., 1976. —- С. 91-98.
17. Отставнов В.А., Розенберг Л.С. Некоторые особенности учета направления ветра при рассмотрении перераспределения снега на покрытиях //Тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по строительной механике и надежности строительных конструкций». — М.:ЦНИИСК, 1991. — С. 72-84.
18. Отставнов В.А., Лебедева И.В., Розенберг Л.С. Методика нормирования снеговых нагрузок для о-ва Сахалин // Сейсмостойкое стр-во. Безопасность сооружений. — 2003. — №3. — С. 25-28.
19. Пашинский В.А. Представление атмосферных нагрузок в виде дифференцируемых случайных процессов // Строит. механика и расчет сооружений. — 1992. — N 1. — С. 92-96.
20. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції на території України. – К.: УкрНДІпроектстальконструкція, 1999. — 185 с.
21. Пашинський В.А. Оцінювання розрахункових навантажень на будівельні конструкції за імовірнісною моделлю послідовності максимальних значень // Сборник научных трудов / Донбасский горно-металлургический институт.- Вып.9. - Алчевск: ДГМИ. - 1999. - с. 239-242.
22. Перельмутер А.В. Работоспособность конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам снеговых нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. —№ 3. — С. 19-21.
23. Пичугин С.Ф., Пашинский В.А. О возможности представления снеговой нагрузки в виде стационарного случайного процесса // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. — К., 1981. —- С. 98.

24. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий. – Полтава: ООО «АСМИ», 2009. – 452с.
25. Пашинський В.А. Методика територіального районування розрахункових параметрів атмосферних навантажень на будівельні конструкції // Коммун. хоз-во городов: Респ. межведомств. науч.-техн. сб. Вып. 12. — К.: Техн., 1997. — С. 50-55.
26. Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції: Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / ПДТУ. - Полтава, 1999. — 33 с.
27. Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В. Аналіз розвитку норм проектування щодо снігового навантаження // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, вип.1.— К.: Изд-во «Сталь», 2008.— С. 5-15.
28. Проектирование большой спортивной арены стадиона «Лужники» г.Москва. — М.: Изд-во Фортэ, 1998. — 144 с.
29. Прицкер А.Я. О нагрузках на покрытия // Промышленное строительство, 1967, №2.— С.40-42.
30. Розенберг Л.С. Статистическая оценка редкого максимума снеговых нагрузок // Надежность строит. конструкций: Межвуз. сб. науч. тр. — Куйбышев, 1991. — С.40-42.
31. СН 517-80. Инструкция по проектированию и строительству противолавинных сооружений М., ЦИТП Госстроя СССР, 1981
32. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 36 с.
33. СНиП 2.10.04-85. Теплицы и парники / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 7 с.
34. СНиП 22-02-2003. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования.— М.: ФГУП ЦПП, 2003
35. Справочник по климату СССР. Часть IV. Влажность воздуха, атмосферные осадки и снежный покров. Выпуск 10.- Л.:Гидрометеоиздат, 1969. — 696 с.
36. Федоров Е.И. К вопросу надежности конструкций, находящихся под действием снеговой и ветровой нагрузок // Науч. тр. ЦНИИСК им. Кучеренко. Вып. 38. — М., 1975. —- С. 66-69.
37. Щербань И.М. Пространственно- временное распределение снежного покрова на Украине: Автореф. дис. канд. техн. наук: — К., 1990. — 28 с.
38. ANSI/ASCE 7-95. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.— American Society of Civil Engineers, 2005.— 124 p.
39. EN 1991-1-3. Eurocode 1 - Actions on structures. - Part 1-3: General actions - Snow loads. – July 2003.— 56 p.
40. Kurahashi I., Honda A. Estimation of snow load of large-scale inclined roof of Tajima Dome // Snow Engineering. Recent Advances and Developments.— Rotterdam: A.A. Balkema, 2000.— P. 195-199.

41. Taylor D. A. Snow loads on sloping roofs: two pilot studies in the Ottawa area // Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 12 No. 2, 1985.— P. 334-343.

42. PACE Central Advice Unit. Guide to Requirments for Office Buildings. Edition 3 : March 1998.

43. Snow Engineering / Recent Advances and Developments / Ed. Erik Hjorth-Hansen, Ivar Holand, Sveninung Loset and Harald Norem.— Rotterdam: A.A. Balkema, 2000.— 456 p.

44. UFC 3-330-01A. Technical Instructions. Commentary on Snow Loads.— Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, 2005.— 35 p.

45. Лащенко М.Н. Аварии металлических конструкций зхданий и сооружений. – Л.: Стройиздат, 1969.— 182 с.

7. ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ

Ветровая нагрузка в соответствии со СНиП 2.01.07-85* относится к кратковременным нагрузкам, не имеющим пониженного нормативного значения. Для некоторых типов сооружений (например, зданий АЭС) для ветровой нагрузки рассматривается экстремальное (особое) значение.

Проблема исследования ветровой нагрузки и расчета сооружений на ветровые воздействия распадается на три крупные подзадачи:

- изучение ветрового режима местности, основанное на использовании результатов метеорологических и климатологических исследований;
- оценка сил, вызываемых воздействием ветра на сооружение, которые изучаются на основе решений задач теоретической аэродинамики и данных экспериментальных исследований;
- определение реакции сооружения на ветровую нагрузку, основанное, как правило, на решении задач статики и динамики сооружений.

В этом разделе рассматриваются все упомянутые задачи с той степенью детализации, которая необходима инженеру-проектировщику *для понимания результатов*, получаемых внутри указанных достаточно разнородных научных дисциплин. Что касается методики получения таких результатов, то, как правило, она не приводится и заменяется только библиографическими ссылками на соответствующую научную и техническую литературу.

7.1. Ветер как природное явление

Ветер вызывается разностью давления в атмосфере. Все перепады давления между различными точками земной поверхности прямо или косвенно связаны с перепадами температуры. Если в каком-то районе температура выше, воздух в нем нагревается и поднимается вверх, образуя внизу зону низкого давления, в которую начинает стекаться холодный воздух соседних районов. Чем больше разность давлений в двух областях, тем быстрее между ними движется воздух.

Таким образом, изменение скорости и направления ветра объясняется, главным образом, изменением температуры. Поэтому естественно ожидать периодических трендов, соответствующих годовому циклу, метеорологическому циклу (длительностью около 4 суток) и суточному циклу инсоляции.

И действительно, распределение мощности ветрового потока по частотам, полученное Ван дер Ховеном [17], имеет три пика, соответствующие этим трем циклам (*рис. 7.1*). Но она содержит еще один пик в области гораздо меньших периодов. Этот четвертый пик, называемый часто микрометеорологическим в противоположность первым трем макрометеорологическим пикам, объясняется турбулентностью, возникающей в потоке воздуха при его трении о поверхность земли.

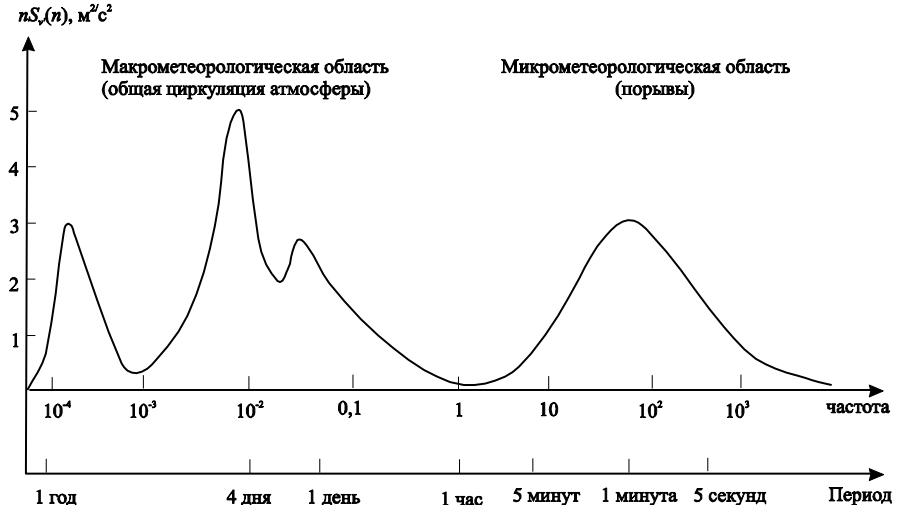


Рис. 7.1. Энергетический спектр Ван дер Ховена

Между микро- и макрометеорологическими пиками при значениях периодов от 5 ч до 10 мин имеется характерная область для очень малых ординат (спектральный "провал"). Справа от этого провала спектр соответствует порывам, вызываемым турбулентностью потока воздуха, и, следовательно, в большой степени зависит от местной шероховатости земной поверхности.

Движение атмосферного воздуха можно представить, как сумму взаимодействующих потоков, характеризуемых масштабами от 1 мм до тысяч километров. В метеорологии обычно устанавливают три основные группы атмосферных движений:

- микромасштабные — движения с характерными размерами менее 20 км и масштабом времени порядка 1 ч;
- мезомасштабные — движения с характерными размерами от 20 до 500 км и масштабом времени от 1 до 48 ч;
- синоптические — движения с характерными размерами, превышающими 500 км, и масштабом времени порядка 2 суток и более.

Поскольку основной причиной турбулентности воздушного потока является шероховатость местности, окружающей рассматриваемую площадку застройки, то средняя скорость ветра изменяется в зависимости от высоты над уровнем земли. Характерные профили скорости ветра в слое, подверженном турбулентности от взаимодействия потока воздуха с поверхностью земли,

приведены на *рис. 7.2.* Из рисунка видно, что на некотором уровне трение потока воздуха о поверхность земли перестает влиять на его скорость. Этот уровень, обычно называемый градиентным уровнем, тем выше, чем больше шероховатость поверхности. Кроме того, высота этого уровня зависит от скорости ветра.

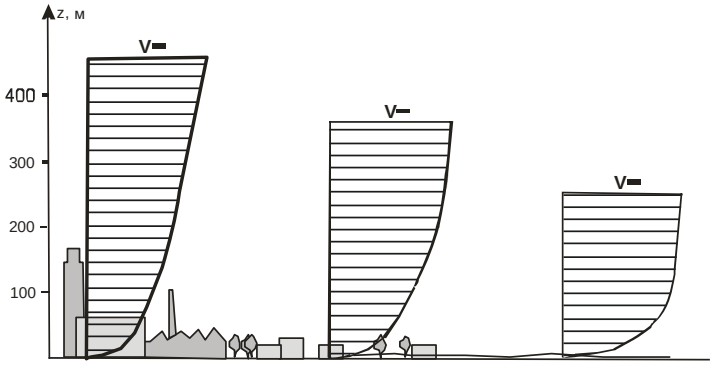


Рис. 7.2. Изменение скорости ветра в зависимости от высоты над поверхностью земли

В СНиП 2.01.07-85* используется следующая классификация поверхностей:

А — открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В — городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой до 10 м;

С — городские районы с застройкой зданиями высотой свыше 25 метров.

Для этих поверхностей градиентный уровень принят равным равный 300, 350 и 480 м соответственно.

Ниже градиентного уровня скорость ветра, усредненная на некотором принятом интервале времени, может определяться логарифмическим законом:

$$V(z) = V_{fl} \frac{\ln(z / z_{fl})}{\ln(z_{fl} / z_0)} \tag{7.1}$$

или степенным законом

$$V(z) = V_{fl} (z / z_{fl})^{\alpha} . \tag{7.2}$$

В формулах (7.1) и (7.2) через $V(z)$ и V_{fl} обозначены скорость ветра на уровне z и на стандартной высоте установки измерительного прибора (обычно 10 м); z_0 — параметр шероховатости подстилающей поверхности. Отечественные нормы СНиП [19] используют зависимость (7.2) с показателем степени для указанных выше типов местности равным: $\alpha_A = 0{,}16$; $\alpha_B = 0{,}22$ и $\alpha_C = 0{,}33$. Эта зависимость лежит в основе табулированных значений коэффициента k, учитывающего изменение ветрового давления по высоте.

Логарифмический закон нашёл наибольшее применение в странах Центральной и Западной Европы, в частности, в Еврокоде [24]. Там введен коэффициент $c_r(z)$, который определяет скорость ветра на высоте z и зависит от типа подстилающей поверхности, Он определяется формулой

$$\begin{array}{ll} c_r(z) = k_r \ln(z / z_0), & при \quad z_{\min} \le z \le z_{\max}; \\ c_r(z) = c_r(z_{\min}), & при \qquad z \le z_{\min}, \end{array} . \tag{7.3}$$

где $z_{\max}$ − максимальная высота, до которой справедливо выражение (7.3), принимается равной 200 м, если не имеется других указаний в национальных приложениях к Еврокоду; $z_{\min}$ − минимальная высота, принимаемая по табл. 7.1.

Шероховатость подстилающей поверхности в Еврокоде [24] учитывается для пяти категорий местности, указанных в *табл. 7.1*, там же определен коэффициент k_r, который в формуле (7.1) обозначен как V_{fl}.

Обратим внимание на то, что в Еврокоде предусмотрен также коэффициент перехода от скоростного напора на высоте z =10 м к скоростному напору на любой высоте − коэффициент экспозиции $c_e(z)$ (*exposure factor*). Этот коэффициент учитывает влияние не только статической составляющей скорости ветра, но и влияние её пульсаций на высоте z и определяется формулой:

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b = [1 + 7I_{v'}(z)] \cdot c_r^2(z) . \tag{7.4}$$

где $q_p(z)$ − максимальный (пиковый) скоростной напор на высоте z (*peak velocity pressure*); q_b − средний скоростной напор ветра на высоте z =10 м (*basic velocity pressure*); $I_{v'}(z)$ − интенсивность турбулентности для пульсаций скорости ветра.

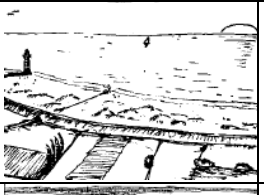
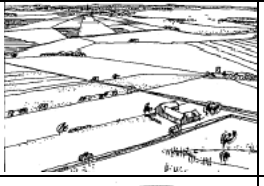
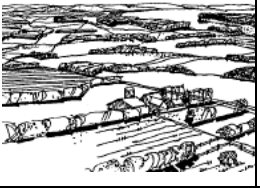
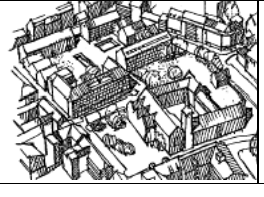
В нормах [19] логарифмический закон не использовался, но в нормах Украины [5] он нашёл своё применение. При этом классификация шероховатости подстилающей поверхности, выполнена согласно старой редакции Еврокода [24], включающей 4 категории.

Степенной закон (7.2) используется в СНиП [19]. Анализ многочисленных материалов наблюдений, которые производились на мачтах и аэрологическими методами показал, что профили средних скоростей ветра на больших высотах, вообще говоря, несколько точнее аппроксимируется степенной функцией, чем логарифмической. В приземном слое атмосферы (до высоты 15-20 м) профиль средней скорости ветра лучше описывается логарифмической функцией.

Вывод о том, какой закон лучше соответствует экспериментальным данным, не имеет, и, наверно, не будет иметь пока однозначного ответа. В каждом частном случае, для конкретной местности и заданного интервала высот удовлетворительное описание вертикального профиля скорости ветра может быть достигнуто как на основе логарифмического, так и на основе степенного закона. Тем более, что довольно условная идеализация зависи-

мости закона изменения $\bar{v}(z)$ только от параметра шероховатости подстилающей поверхности уже может служить источником ошибок в обоих случаях.

Таблица 7.1

Категория	Иллюстрация	Описание	k_r	z_0, м	z_{min}, м
0		Открытые поверхности морей и побережья	0,156	0,003	1
I		Поверхности озёр и равнины без препятствий	0,170	0,01	1
II		Местность с низкой растительностью, такие как трава и изолированные препятствия (деревья, здания), расположенные на расстоянии более 20H (H – высота препятствия)	0,190	0,05	2
III		Местность, полностью покрытая растительностью или зданиями или изолированными препятствиями, расположенными на расстоянии <20H (деревни, пригородные и промышленные зоны, протяжённые лесные массивы)	0,215	0,3	5
IV		Городские площади, на которых, по крайней мере, 15% поверхности заняты зданиями, имеющими среднюю высоту, превышающую 15 м	0,234	1,0	10

Выражения (7.1) или (7.2) относятся к случаю ровного рельефа. Для холмистой местности в них вносятся поправки (*рис. 7.3*), которые корректируют значение скорости ветра V_{mf} на высоте z, соответствующее равнинной местности, до величины V_m.

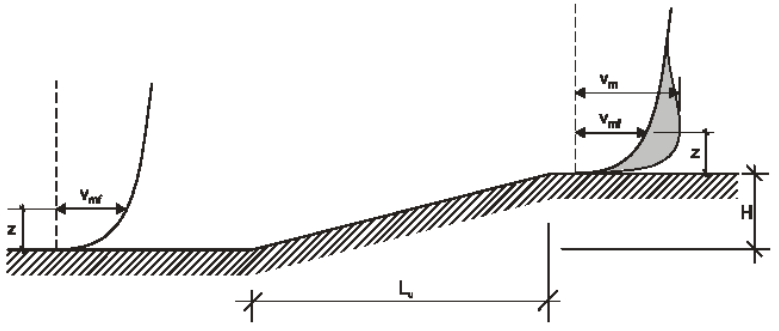


Рис. 7.3. Поправка к скорости ветра для холмистой местности

Основными характеристиками ветрового потока являются его скорость и направление. Изначально оценка скорости («силы ветра») ветра давалась по ощущению, по степени воздействия ветра на суше и море. Мореплаватели ввели в обращение следующие оценки силы ветра: штиль; тихая погода; слабый ветер; небольшой бриз; малый ветер; свежий ветер; топсельный ветер; крепкий ветер; сильный шквал; свирепый ветер; шторм; ураган. Эти названия использовал английский адмирал Бофорт в своей двенадцатибалльной шкале, которая была предложена в 1806 году. С некоторыми коррективами она используется до сих пор (см. *табл. 7.2*).

В настоящее время характеристики ветрового потока измеряются разнообразными приборами (чаще всего анеморумбометрами), и график записи скорости ветра, измеренной таким прибором, будет иметь вид, изображенный на *рис. 7.4,а*.

Пики и впадины на этой кривой появляются за счет движения вихрей вокруг точки, в которой измерялась скорость ветра. Наиболее удобно представить истинную скорость турбулентного потока в данный момент времени как сумму средней скорости $\bar{V}$ и пульсационной скорости V':

$$V = \bar{V} + V', \tag{7.3}$$

где

$$\bar{V} = \frac{1}{\Delta t}\int_{t-\Delta t/2}^{t+\Delta t/2} V dt\,. \tag{7.4}$$

В настоящее время интервал осреднения Δt чаще всего принимается равным 10 минутам, хотя используются и другие значения, как это видно из *табл. 7.3*, где представлены данные СНиП, Еврокода (EN 1991-1-4), норм США (ASCE 795) и Великобритании (BS 6399).

Изменение времени осреднения, естественно, меняет значение средней скорости ветра — чем больше время осреднения, тем меньше его средняя скорость. В частности, переходом от двухминутного к десятиминутному времени осреднения объясняется уменьшение нормативного значения ветрового напора при замене ранее действовавших норм [18] на современные [19].

Таблица 7.2

Баллы	Характеристика ветра	Скорость, м/с	Описание действия
0	Штиль	0 ... 0,5	Полное отсутствие ветра. Дым из труб поднимается отвесно
1	Тихий	0,6 ... 1,7	Дым из труб поднимается не совсем отвесно
2	Легкий	1,8 ... 3,3	Ощущается лицом как легкое дуновение. Слегка колеблет вымпел; листья шелестят
3	Слабый	3,4 ... 5,2	Колеблются листья и мелкие сучья. Развеваются легкие флаги
4	Умеренный	5,3 ... 7,4	Колеблются тонкие ветки деревьев. Ветер поднимает пыль и клочки бумаги
5	Свежий	7,5 ... 9,8	Колеблются большие сучья. На воде появляются волны
6	Сильный	9,9 ... 12,4	Колеблются большие ветки. Гудят телефонные провода
7	Крепкий	12,5 ... 15,2	Качаются небольшие стволы деревьев. На море поднимаются пенящиеся волны
8	Очень крепкий	15,3 ... 18,2	Ломаются ветки деревьев. Трудно идти против ветра
9	Шторм	18,3 ... 21,5	Небольшие разрушения. Срываются дымовые трубы и черепица
10	Сильный шторм	21,6 ... 25,1	Значительные разрушения. Деревья вырываются с корнем
11	Жестокий шторм	25,2 ... 29,0	Большие разрушения
12	Ураган	Свыше 29,0	Производит опустошительные действия

Таблица 7.3

Нормы	Закон V(z)	Время осреднения
СНиП 2.01.07-85*	Степенной	10 мин
ENV 1991-1-4	Логарифмический	10 мин
ASCE 795	Степенной	3 с
BS 6399	Логарифмический	1 ч

Пульсационная составляющая обычно характеризуется *коэффициентом пульсаций*

$$\zeta = \frac{\bar{V} + V'}{\bar{V}} \tag{7.5}$$

или *интенсивностью турбулентности*

$$I = \frac{\sqrt{\overline{V'^2}}}{\overline{V}}. \qquad (7.6)$$

Более тонкие характеристики пульсационной составляющей скорости ветра определяются ее энергетическим спектром (см. п. 7.6).

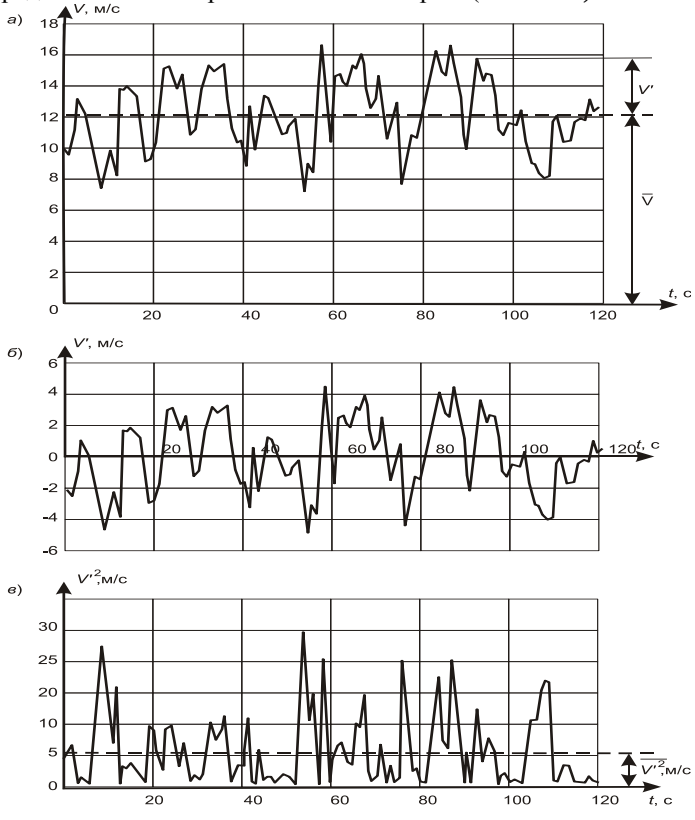


Рис. 7.4. Структура скорости ветра: *а* — запись скорости, *б* — пульсационная составляющая: *в* — мощность пульсаций

7.2. Некоторые сведения из аэродинамики

Для рассмотрения основных закономерностей аэродинамического действия ветрового потока на препятствие рассмотрим поведение потока в некоторой струйке (*рис. 7.5*) и запишем для нее уравнение Бернулли:

$$\rho V_0^2 / 2 + p_0 = \rho V_1^2 / 2 + p_1, \qquad (7.7)$$

где V_0 и V_1 — скорость струи в сечениях 00 и 11, p_1 — давления в тех же сечениях, ρ — плотность воздуха.

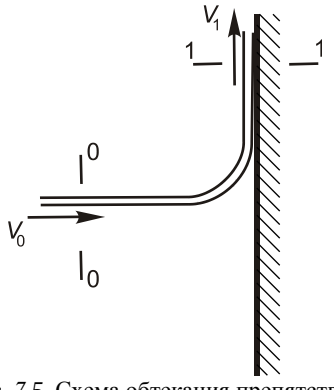


Рис. 7.5. Схема обтекания препятствия

Если сечение 0-0 взято достаточно далеко от преграды, то V_0 будет представлять собой скорость невозмущенного потока, а p_0 — атмосферное давление. Член $\rho V_0^2/2$ является кинетической энергией невозмущенного потока и обычно называется скоростным напором.

Формулу (7.7) можно представить в виде

$$p_1 - p_0 = \rho V_0^2/2\left[1-\left(V_1/V_0\right)^2\right]. \qquad (7.8)$$

Левая часть этого выражения — это избыточное давление в сечении 11 по сравнению с атмосферным давлением p_0, которое, как следует из (7.8), пропорционально скоростному напору. Коэффициент пропорциональности

$$C = 1-\left(V_1/V_0\right)^2. \qquad (7.9)$$

называют аэродинамическим коэффициентом. Он определяет ту долю скоростного напора, которая переходит в ветровое давление и обычно находится из экспериментов в аэродинамической трубе. При этом безразмерная форма записи C позволяет переносить результаты модельных экспериментов на натуру и устанавливать базисные значения для создания каталогов аэродинамических характеристик заданных геометрических форм.

Такого рода эксперименты выполнены для многих типовых моделей зданий и сооружений, в этих опытах устанавливался характер обтекания и замерялись значения давления в характерных точках

Каждое здание с точки зрения аэродинамики является плохообтекаемым препятствием. На *рис. 7.6* по данным [14] изображена картина обтекания производственного здания потоком воздуха, где ясно видны зоны вихреобразования, зона турбулентности, которые и определяют распределение ветрового давления по наружным поверхностям здания. Вихреобразование носит особенно интенсивный характер в заветренной области (в зоне аэродинамической тени).

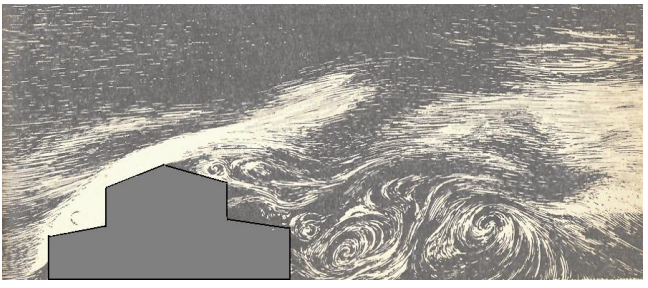


Рис. 7.6. Картина обтекания модели производственного здания

Размеры этой области зависят от геометрических характеристик обтекаемого тела и от направления ветрового потока. Некоторые экспериментальные результаты, заимствованные из [14], представлены на *рис. 7.7.*

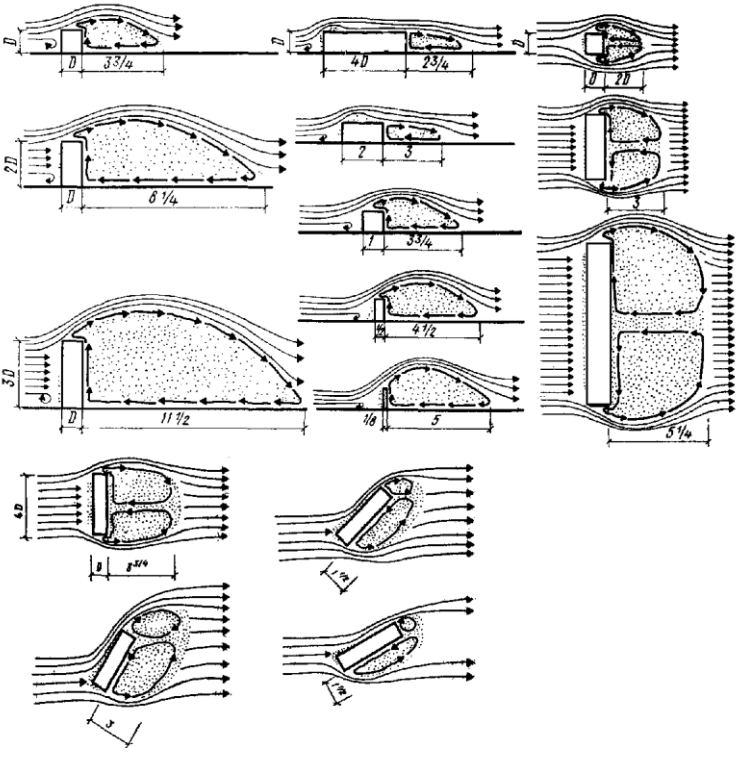


Рис. 7.7. Конфигурация заветренных областей

Картина вихреобразования в аэродинамическом следу здания существенно меняет значения аэродинамических коэффициентов, в особенности на заветроенной и боковых поверхностях.

Отметим, что в зависимости от скорости ветра, плотности воздуха, формы здания и шероховатости его наружных стен, наличия соседних сооружений,

холмов и т.д. картина вихреобразования и распределения давлений может заметно меняться. Для зданий с Г-образным, П-образным и Т-образным планами изменение картины обтекания в зависимости от направления набегающего потока показано на *рис. 7.8.*

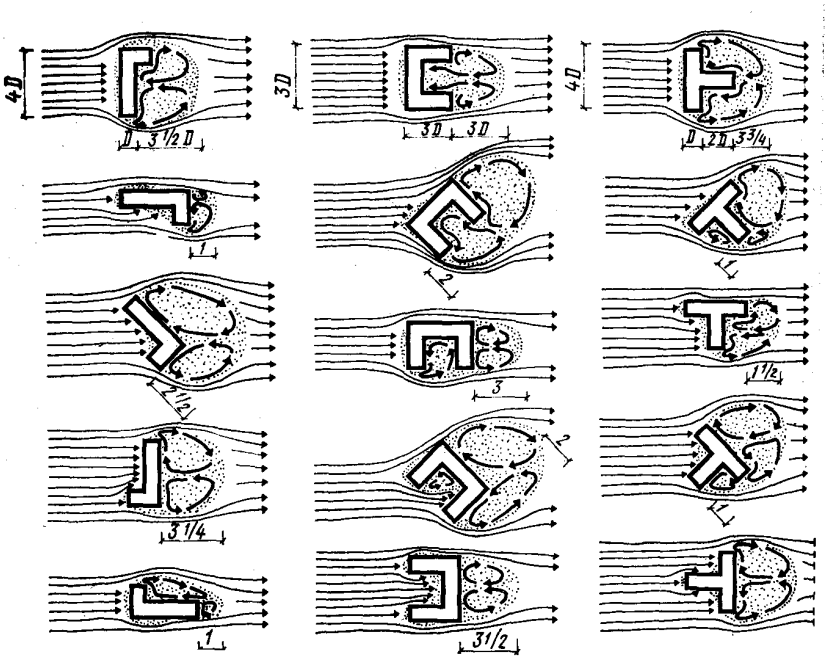


Рис. 7.8. Перераспределение зон вихреобразования при изменении направления ветра

Все это следует иметь в виду, используя рекомендации различных нормативных документов, например приложения 4 к СНиП 2.01.07-85*. В этом документе для определения проекций ветровой нагрузки на различные направления приводятся величины c_x, c_y, c_e, c_f и аэродинамического коэффициента внутреннего давления c_i.

Большинство зданий и сооружений расположены на земле в непосредственной близости от других конструкций. Следствием этого является обязательный учёт их взаимного влияния друг на друга. В качестве примера рассмотрим обтекание потоком воздуха двух одинаковых круглых цилиндров (цилиндры-тандем), расположенных на расстоянии l так, как показано на *рис. 7.9* (эти данные заимствованы из [16]). При расстоянии между цилиндрами до $3d$ между ними образуется застойная зона с интенсивной завихрённостью. Они как бы объединяются в одно, но более сложное тело. При расстоянии между цилиндрами до $3d$ коэффициент суммарного лобового сопротивления цилиндров-тандем меньше коэффициента сопротивления одного цилиндра.

При расстоянии даже $90d$ лобовое сопротивление обоих цилиндров в 1.83 раза больше сопротивления одинарного цилиндра. Коэффициент лобового сопротивления заднего цилиндра всегда меньше, чем переднего.

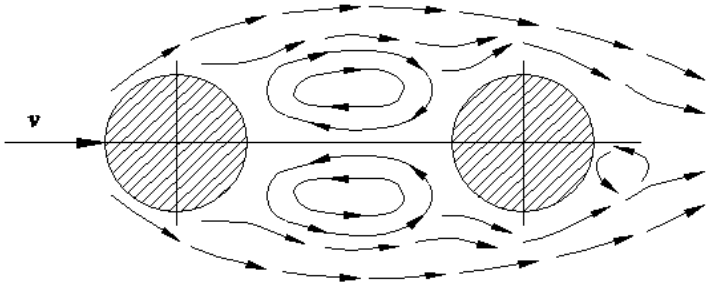


Рис. 7.9. Течение жидкости вокруг цилиндров-тандем ($\mathrm{Re} > 3\times10^3$)

Коэффициент лобового сопротивления двух параллельных одинаковых пластинок, решёток и других тел поперёк потока зависит от расстояния между ними. Влияние передней пластинки на заднюю по потоку сильно проявляется при расстоянии между ними до двух-трёх высот (диаметра характерного поперечного сечения). Небольшое смещение с общей оси задней пластинки (решётки), т.е. когда она выходит из аэродинамической тени передней, заметно увеличивает их общее лобовое сопротивление, хотя лобовое сопротивление передней пластинки при изменении положения задней увеличивается не больше, чем на 10%.

7.3. Статическая ветровая нагрузка. Здания

В соответствии с описанием структуры ветрового потока по формуле (7.3) ветровую нагрузку рассматривают как сумму средней и пульсационной составляющих. При этом считается, что статическая ветровая нагрузка есть *совокупность:*

а) нормального давления w_e, приложенного к внешней поверхности сооружения или элемента;

б) сил трения w_f, направленных по касательной к внешней поверхности и отнесенных к площади ее горизонтальной (для шедовых или волнистых покрытий, покрытий с фонарями) или вертикальной проекции (для стен с лоджиями и подобных конструкций);

в) нормального давления w_i, приложенного к внутренним поверхностям зданий с проницаемыми ограждениями, с открывающимися или постоянно открытыми проемами.

Иногда эта нагрузка представляется *как нормальное давление* w_x, w_y, обусловленное общим сопротивлением сооружения в направлении осей x и y и условно приложенное к проекции сооружения на плоскость, перпендикулярную соответствующей оси.

По СНиП 2.01.07-85* значение статической составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли определяют по формуле

$$w_m = w_0 k C, \tag{7.10}$$

где w_0 — значение ветрового давления (скоростного напора), определяемое для скорости ветра на уровне 10 м над поверхностью земли, соответствующей 10-минутному интервалу осреднения и превышаемой в среднем раз в 5 лет;

k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

C — аэродинамический коэффициент.

Значение ветрового давления w_0 принимают в зависимости от ветрового района, для горных и малоизученных районов значение ветрового давления w_0 допускается устанавливать на основе данных метеостанций Госкомгидромета, а также результатов обследования районов строительства с учетом опыта эксплуатации сооружений. Детальный статистческий анализ статической составляющей ветровой нагрузки приведен в монографии [12].

Для определения компонентов ветровой нагрузки w_e, w_f, w_i, w_x, w_y используют соответствующие значения аэродинамических коэффициентов: внешнего давления C_e, трения C_f, внутреннего давления C_i и лобового сопротивления C_x или C_y, принимаемых по указаниям приложения 4 к СНиП 2.01.07–85*. Знак «плюс» у коэффициентов C_e или C_i соответствует направлению давления ветра на соответствующую поверхность, знак «минус» — от поверхности.

Принципиально такой подход регламентируют нормативные документы всех стран, однако многие детали при этом оказываются существенно различными. Могут различаться:

интервал осреднения Δt (см. формулу (7.4));

закон изменения скорости ветра по высоте;

набор учитываемых факторов — иногда в формулу типа (7.10) включаются дополнительные коэффициенты, учитывающие рельеф местности, направление ветра и др.

В частности, заметно различаются рекомендации по назначению аэродинамических коэффициентов, хотя, казалось бы, именно здесь, где речь идет о представлении физических закономерностей, не должны присутствовать никакие национальные различия. По-видимому, это объясняется различной инженерной традицией и ориентацией на различную точность расчета.

Мы продемонстрируем здесь упомянутые различия примером простого здания башенного типа с плоским покрытием, сопоставляя рекомендации СНиП 2.01.07–85* [19] и Еврокода-1 [24]. Будем рассматривать здание с квадратным основанием 16×16 м и высотой 48 м. В соответствии с приложением 4 к СНиП 2.01.07-85* (схема 2) аэродинамические коэффициенты C определяются схемой, показанной на *рис. 7.10*.

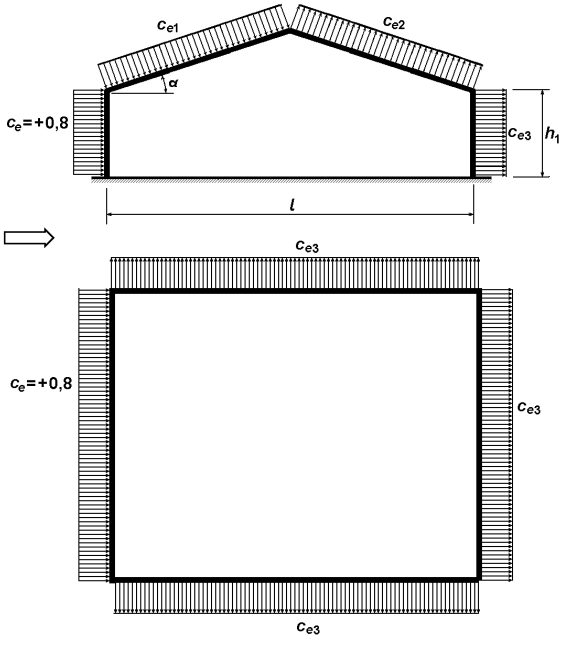


Рис. 7.10. Аэродинамические коэффициенты по СНиП

Для h_1/L = 0,25 и угла $\alpha = 0°$ их значения будут равны C_{e1} = 0,3; C_{e2} = 0,4 и C_{e3} = 0,4. Следует отметить, что эти данные соответствуют направлению ветра, показанного стрелкой на *рис. 7.10*. Примечание, приведенное в таблице приложения 4 к СНиП, гласит «При ветре, перпендикулярном торцу здания, для всей поверхности покрытия C_e = 0,7». Объяснить, почему в рассматриваемом случае происходит скачок от 0,4 к 0,7 при абсолютно идентичной картине ветрового воздействия, можно лишь тем, что нормы не предполагали такого применения своих рекомендаций.

В Еврокоде-1 аэродинамические коэффициенты C_{pe} зависят от размера обдуваемой площади A. Для $A \geq 10$ м^2 эти коэффициенты имеют стандартное значение $C_{pe.10}$, которое соответствует одному из ортогональных направлений ветра 0°, 90°, 180°, но представляют собой также и верхнюю оценку в ряду направлений ветра $\theta = \pm 45$ °С. Кроме того, в отличие от СНиП здесь поверхность стены и плоской кровли разбиваются на зоны, в которых аэродинамические коэффициенты имеют различные значения. Для рассматриваемого нами примера это показано на *рис. 7.11*. Сами значения коэффициентов равны: C_A = 1,4; C_B = 1,1; C_D = +1,0; C_E = 0,7; C_F = 1,8; C_G = 1,2; C_H = 0,7; $C_I = \pm 0{,}2$. При выполнении расчетов требуется проверить варианты с обоими знаками C_I.

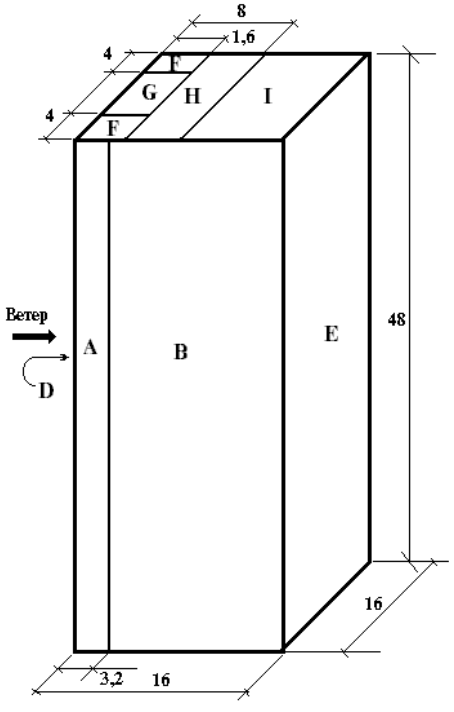


Рис. 7.11. Зонирование поверхности здания по величине аэродинамического коэффициента

Необходимо отметить, что кроме всего прочего Еврокод предусматривает случай приложения ветровой нагрузки по фронту наветренной стены с определенным эксцентриситетом (*рис. 7.12*), что дает общее закручивание здания, не учитываемое отечественными нормами. А само наличие такого закручивания было установлено экспериментально, о чем свидетельствует *рис. 7.13*, заимствованный из работы [22], где среди прочих аэродинамических коэффициентов присутствует и коэффициент закручивающего момента C_m.

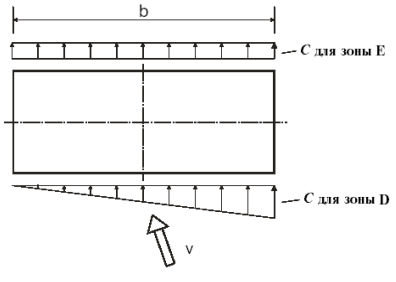


Рис. 7.12. Эксцентричное загружение ветровой нагрузкой

И еще одно важное замечание: аэродинамические коэффициенты, рекомендуемые нормами, как бы они ни отличались друг от друга, относятся ко вполне определенной геометрической конфигурации здания, причем это, как правило, достаточно простые конфигурации. Вместе с тем современная практика строительства все чаще демонстрирует переход к усложненным объемно-планировочным решениям, и возникает желание каким-то образом перенести данные с одного случая на другой.

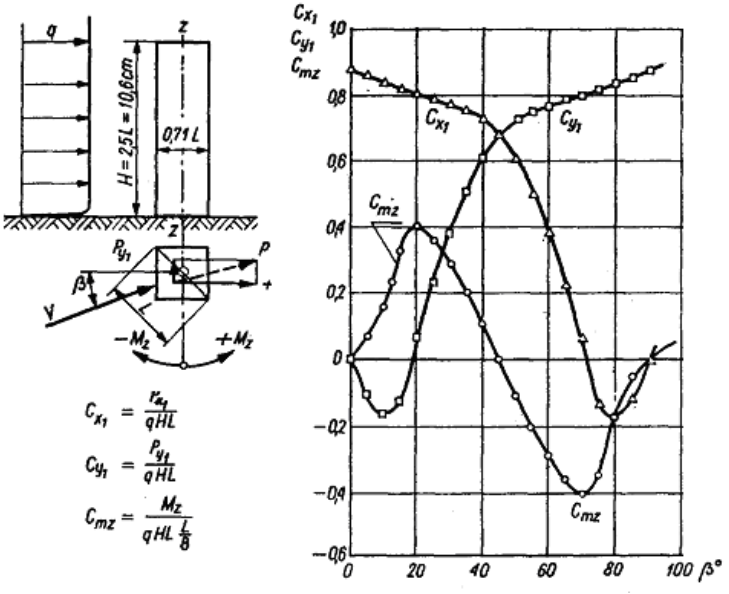


Рис. 7.13. Значения аэродинамических коэффициентов C_x, C_y и C_m

О том, что это не совсем корректная процедура, свидетельствуют данные, представленные на *рис. 7.14*, где показано распределение значений аэродинамических коэффициентов по периметру здания, имеющего крестообразную форму в плане [14] при двух направлениях ветрового потока.

Альтернативный подход основан на использовании данных из технической периодики или нормативных документов других стран. Например, в нормах Китайской Народной Республики [27] имеются данные о распределении аэродинамических коэффициентов на стенах высоких зданий с усложненной формой плана (*рис. 7.15*), которые могут быть использованы хотя бы для предварительных оценок.

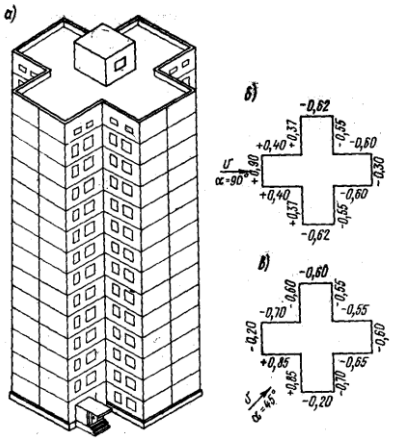


Рис. 7.14. Аэродинамические коэффициента здания с крестообразным планом

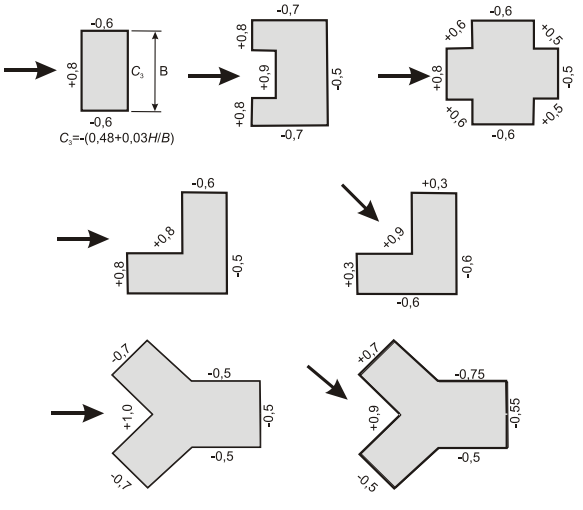


Рис. 7.15. Аэродинамические коэффициента зданий по нормам КНР

Полезно помнить, что рекомендации нормативных документов связаны с неформальными соображениями о фактическом распределении аэродинамических сил, которые весьма неравномерно распределены по плоским поверхностям стен и кровли (это еще одна причина расхождений в нормативных документах различных стран).

Даже для простейшего параллелепипедного здания в зависимости от расположения сечений, в которых измерялись давления ветра, распределение

аэродинамических коэффициентов значительно изменяется в крайних сечениях за счёт влияния торцевых частей здания или за счёт ближайших вертикальных рёбер обтекаемого здания [12] (*рис. 7.16*).

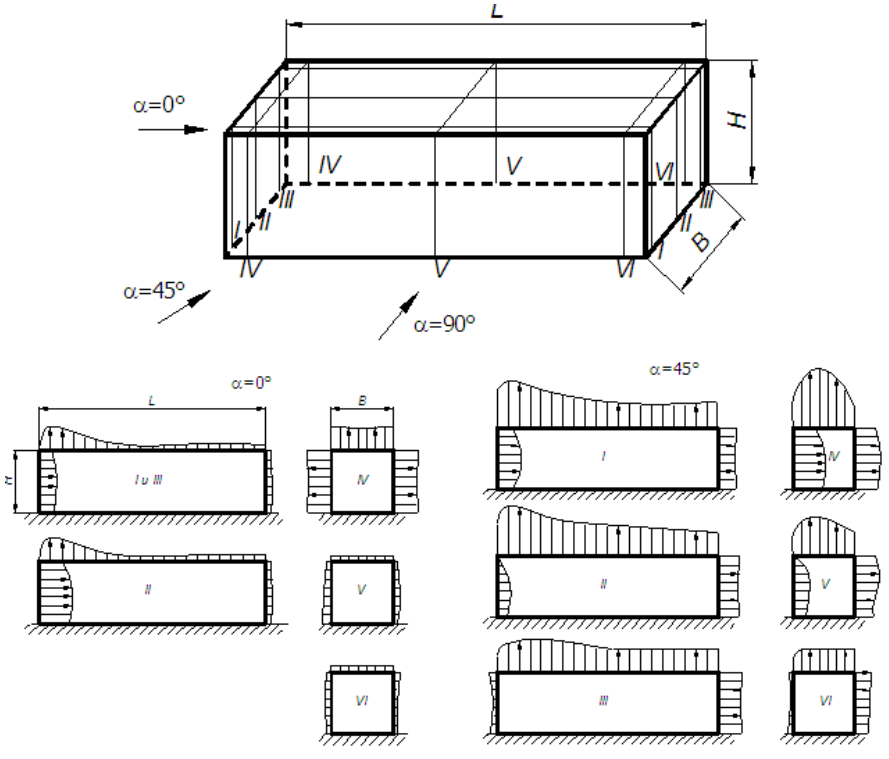


Рис. 7.16. Распределение аэродинамических коэффициентов внешнего давления в различных сечениях параллелепипеда

Если к сказанному добавить, что значения аэродинамических коэффициентов могут существенно меняться при наличии даже небольших возмущений поверхности (карнизы, пилястры, балконы и т.п.), становится ясным почему в нормативных документах эти значения достаточно сильно огрублены и даны «с запасом», а также почему нельзя формально переносить данные модельных испытаний или аэродинамических расчетов на натуру.

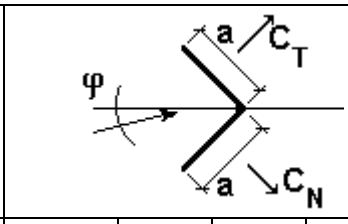
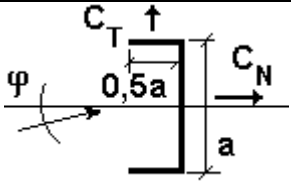
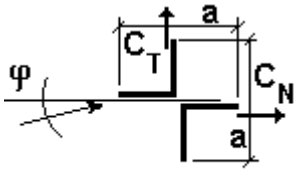
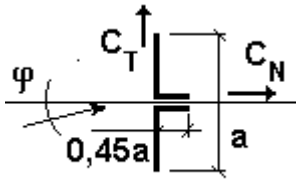
7.4. Статическая ветровая нагрузка. Сквозные конструкции

Многие инженерные сооружения, для которых ветровая нагрузка принадлежит к наиболее значимым (например, радио- и телебашни), являются сквозными конструкциями. К ним также принадлежат и несущие каркасы

зданий, если расчетные проверки относятся к стадии монтажа. Поэтому специальное рассмотрение сквозных конструкций является вполне оправданным, тем более, что именно у них проявляются некоторые специфические особенности ветрового нагружения.

Прежде всего, следует рассмотреть, как формируются значения аэродинамических коэффициентов для отдельного стержня, расположенного в ветровом потоке. Для элементов профильного проката СНиП [19] рекомендуют значение $C_x = 1{,}4$; для проводов и тросов — $C_x = 1{,}2$; для трубчатых элементов даются более подробные рекомендации (см. ниже). Вообще, обобщающая рекомендация для элементов профильного проката может быть уточнена, что и сделано в нормах Украины [5] и представлено в *табл. 7.4*, являющейся сокращенной выкопировкой из этих норм.

Таблица 7.4

φ								
	C_x	C_y	C_t	C_n	C_x	C_y	C_t	C_n
0°	+1,49	0	+1,05	+1,05	+1,20	0	0	+1,20
45°	+1,08	1,29	+1,08	+1,29	+1,02	0,51	+0,36	+1,08
90°	+1,02	+0,42	+0,42	1,02	+0,36	0	+0,36	0
135°	+1,14	0,12	+0,12	1,14	+0,85	+0,51	+0,24	0,96
180°	+1,11	0	0,78	0,78	+1,08	0	0	1,08
φ								
	C_x	C_y	C_t	C_n	C_x	C_y	C_t	C_n
0°	0	0	+1,08	+0,90	0	0	+0,90	
45°	0	+0,54	+0,54	+0,68	0,55	+0,09	+0,87	
90°	0	+1,08	0	+0,55	+0,43	+0,55	0<43	
135°	0	+0,39	0,39	+0,55	0,34	+0,63	0,15	
180°	0	0	1,08	+0,87	0	0	0,87	

Здесь предусмотрено, что результирующая сила F может быть представлена в двух вариантах (*рис. 7.17*):

- как сумма компонент F_X и F_Y, направленных вдоль и поперек ветрового потока, для вычисления которых используются аэродинамические коэффициенты C_x и C_y;

- как сумма компонент F_N и F_T, направленных вдоль характерных осей поперечного сечения, для вычисления которых используются аэродинамические коэффициенты C_t и C_n.

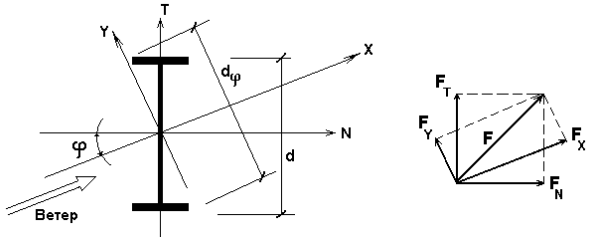


Рис. 7.17. Действие сил на профильный элемент

Для круглых трубчатых и сплошных элементов сквозных сооружений, равно как и для сооружения с круговой цилиндрической поверхностью (резервуары, градирни, башни, дымовые трубы), аэродинамический коэффициент определяется формулой

$$C_x = kC_{x\infty}, \tag{7.11}$$

где $C_{x\infty}$ — аэродинамический коэффициент бесконечно длинного цилиндра, который представлен графиком на *рис. 7.18*: коэффициент k учитывает так называемое удлинение $\lambda = L/d$ и определяется по *табл. 7.5*.

Таблица 7.5

λ	5	10	20	36	50	100	∞
k	0,6	0,65	0,75	0,85	0,9	0,95	1

Аэродинамические коэффициенты профилей с плавными очертаниями (например, круга) отличаются тем, что в определенном интервале скоростей ветра резко падает их значение и уменьшается сопротивление (кризис обтекания). Для таких профилей расчетной может оказаться не максимальная скорость ветра.

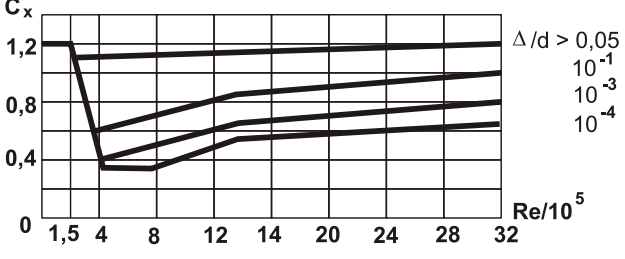


Рис. 7.18. Коэффициент $C_{x\infty}$ бесконечно длинного цилиндра

Коэффициент $C_{x\infty}$ зависит от числа Рейнольдса[1] $\mathrm{Re} = Vd/\nu$ (V — скорость потока, d — диаметр цилиндра, $\nu = 1{,}36\cdot10^{5}$ м^2/с — кинематический коэффи-

[1] Число Рейнольдса является критерием относительной значимости сил инерции по сравнению с силами вязкого сопротивления.

циент вязкости воздуха) и от относительной высоты неровностей на поверхности цилиндра Δ/d.

Из *рис. 7.18* видно, что аэродинамический коэффициент кругового цилиндра, как и других профилей с плавным очертанием, характеризуется четко выраженным падением сопротивления (так называемый кризис обтекания) в определенном интервале чисел Рейнольдса. Для таких профилей ветровая нагрузка при максимальной скорости ветра может оказаться не наибольшей. Для сечений, имеющих угловые точки, аэродинамические коэффициенты практически не зависят от чисел Рейнольдса вследствие того, что угловые точки фиксируют места срыва потока. Для них кризис обтекания не наступает.

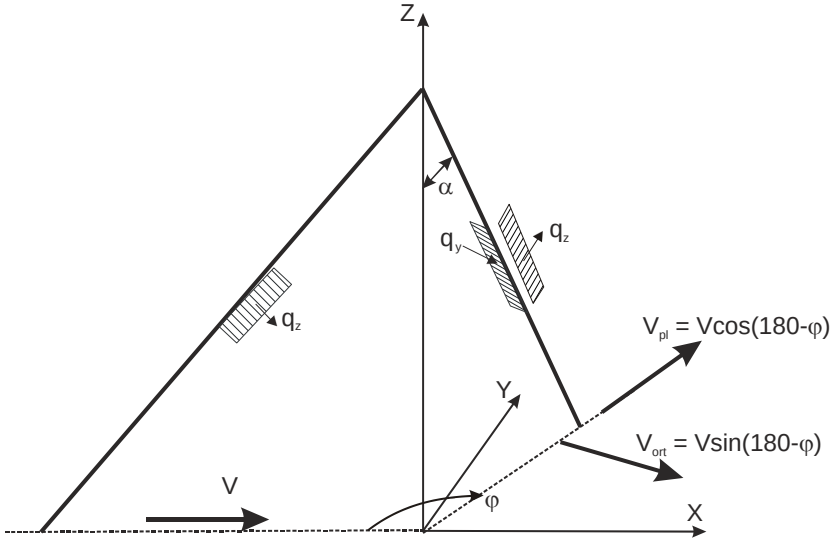


Рис. 7.19. Разложение вектора скорости ветра

Сказанное выше относится к тому случаю, когда ось элемента располагается перпендикулярно вектору скорости ветрового потока. В общем случае пространственных стержневых конструкций это положение может нарушаться. При этом следует помнить, что ветровую нагрузку, полученную для ортогонального ветровому потоку положения стержня, для других направлений действия ветра нельзя проектировать, поскольку ветровое давление не ведет себя как вектор. Векторной величиной является скорость ветра V, и только разложение этого вектора на составляющую V_{pl} в вертикальной плоскости, содержащей стержень, и составляющую V_{ort}, ортогональную этой плоскости (*рис. 7.19*), дает возможность определить нагрузки. Это приводит к формулам

$$q_z = 0{,}61 \cdot d \cdot C_x \cdot [(V \cdot \cos(180 - \varphi) \cdot \cos\alpha]^2;$$
$$q_y = 0{,}61 \cdot d \cdot C_x \cdot [(V \cdot \sin(180 - \varphi)]^2, \qquad (7.12)$$

которые являются элементарным обобщением рекомендаций, представленных в схеме 18 приложения 4 к СНиП 2.01.07-85*.

Рассмотрим теперь некоторые конструктивные комплексы из стержней и в первую очередь ряд плоских ферм (*рис. 7.20*), на которые действует ветровая нагрузка, перпендикулярная их плоскости. Для первой (наветренной) фермы суммарный аэродинамический коэффициент СНиП рекомендуют определять по формуле

$$C_x = \frac{1}{A_k}\sum C_{xi}A_i\,, \tag{7.13}$$

где C_{xi} — аэродинамический коэффициент i-го элемента конструкций;

A_i — площадь проекции i-го элемента на плоскость конструкции;

A_k — площадь, ограниченная контуром конструкции.

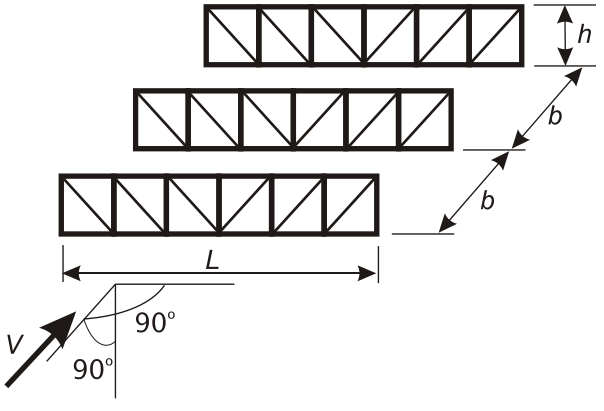


Рис. 7.20. К определению нагрузки на ряд параллельных ферм

Здесь предполагается, что коэффициент сквозности $\varphi = \sum A_i / A \le 0{,}8$, а ветровую нагрузку относят к площади, ограниченной контуром A_k.

Для второй и последующих конструкций СНиП рекомендуют принимать

$$C_{x2} = C_{x1}\eta, \tag{7.14}$$

где коэффициент η определяется по *табл. 7.6*.

Заметим, что формулировка СНиП «для второй и последующих» не совсем удачна, поскольку может предполагать, что, например, для третьей фермы нагрузка такая же, как у второй. В действительности следует принимать

$$\begin{aligned} C_{x2} &= C_{x1}\eta(\varphi_1),\\ C_{x3} &= C_{x2}\eta(\varphi_2),\\ &\ldots\\ C_{x,\text{n}} &= C_{x,n\text{-}1}\eta(\varphi_{\text{n-}1}), \end{aligned} \tag{7.15}$$

учитывая, что коэффициент сквозности может меняться от фермы к ферме.

Таблица 7.6

φ	Значение η для ферм из профилей и труб при $Re < 4 \cdot 10^5$ и b/h, равном				
	1/2	1	2	4	6
0,1	0,93	0,99	1	1	1
0,2	0,75	0,81	0,87	0,9	0,93
0,3	0,56	0,65	0,73	0,78	0,83
0,4	0,38	0,48	0,59	0,65	0,72
0,5	0,19	0,32	0,44	0,52	0,61
0,6	0	0,15	0,3	0,4	0,5

Для пространственной фермы (*рис. 7.21*) вместо формулы (7.14) имеем

$$C_t = C_{x1}(1 + \eta)k_1, \tag{7.16}$$

где C_t относится к площади наветренной грани, а коэффициент k_1 принимается для схемы по *рис. 7.21, б* равным $k_1 = 1{,}0$; по *рис. 7.21, в* — $k_1 = 0{,}9$; по *рис. 7.21, г* — $k_1 = 1{,}2$. В последнем случае для стальных четырехгранных квадратных башен из одиночных элементов коэффициент k_1 следует уменьшать на 10%,а для деревянных башен из составных элементов — увеличивать на 10 %.

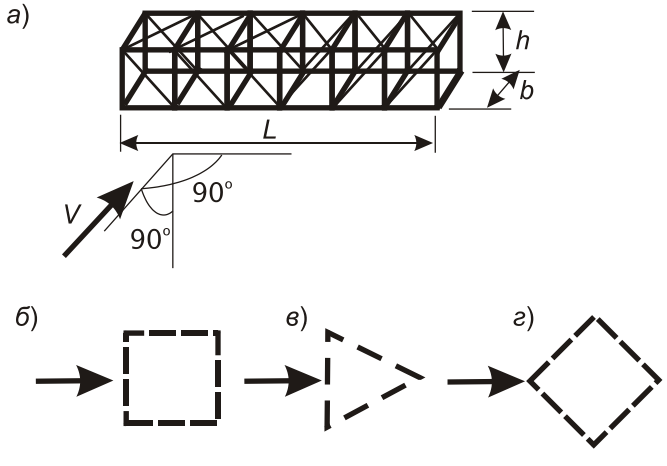


Рис. 7.21. К определению нагрузки на пространственную ферму

В общеевропейских нормах [25] можно найти более конкретные рекомендации по определению аэродинамических характеристик пространственных сквозных сооружений (сквозных башен или мачт). Так, суммарный коэффициент лобового сопротивления пространственной секции C_f определяется как сумма двух независимых аэродинамических коэффициентов: коэффициента $C_{f,S}$, учитывающего аэродинамические свойства несущих конструкций сквозного сооруже-

ния и коэффициента $C_{f,A}$, учитывающего влияние вспомогательных объектов, таких как фидера антенного оборудования, непосредственно сами антенны, лестницы подъёма, осветительные фонари и т.п. (см. рис. 7.22).

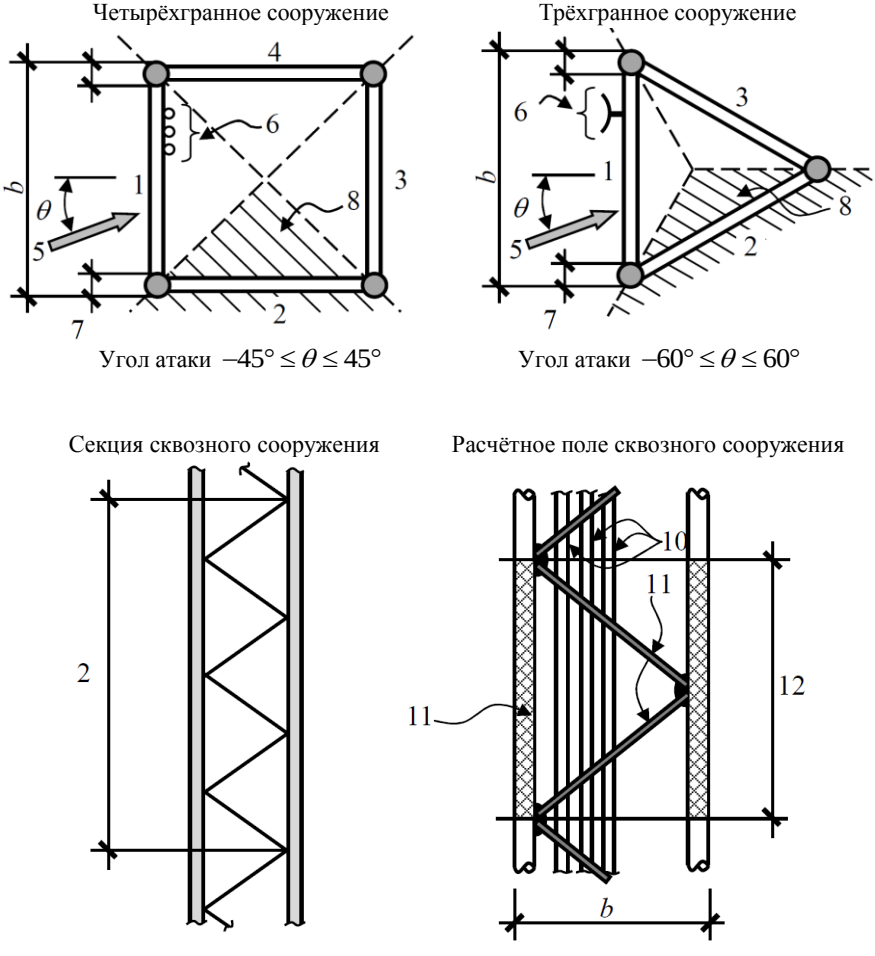


Рис. 7.22. Схема к определению коэффициента сквозности:
1 – грань «А»; 2 – грань «В»; 3 – грань «С»; 4 – грань «D»; 5 – направление ветра; 6 – вспомогательные объекты, площадь которых проектируется на грань «А»; 7 – проекция поясов опоры на плоскость, перпендикулярную направлению ветра; 8 – вспомогательные объекты, площадь которых проектируется на грань «Б»; 9 – монтажная секция опоры; 10 – площадь проекции A_A элементов антенно-фидерного оборудования на грань «А» в пределах заданного расчётного поля; 11 – площадь проекции A_S несущих элементов опоры на грань «А» в пределах расчётного поля; 12 – расчётное поле опоры

Коэффициент $C_{f,S}$ определяется по формуле:

$$C_{f,S} = K_\theta \cdot C_{f,S,0}, \tag{7.17}$$

где $C_{f,S,0}$ – аэродинамический коэффициент пространственной секции без учёта геометрических размеров её элементов; K_θ – коэффициент угла атаки ветрового потока, числовые значения которого зависят от формы сооружения в плане и типа его элементов:

$$K_\theta = \begin{cases} 1.0 + K_1 K_2 \sin^2(2\theta), & \textit{для четырёхгранных;} \\ \dfrac{A_c + A_{c,\sup}}{A_S} + \dfrac{A_f}{A_S}[1 - 0.1\sin^2(1.5\theta)] & \textit{для трёхгранных.} \end{cases} \tag{7.18}$$

Коэффициенты K_1 и K_2 можно найти из выражений:

$$K_1 = \frac{0.55A_f + 0.8\cdot(A_c + A_{c,\sup})}{A_S} \tag{7.19}$$

$$K_2 = \begin{cases} 0.2 & \textit{при} \quad 0 \le \varphi_S \le 0.2 \ \vee \ 0.8 \le \varphi_S \le 1.0; \\ \varphi_S & \textit{при} \quad 0.2 < \varphi_S \le 0.5; \\ 1 - \varphi_S & \textit{при} \quad 0.5 < \varphi_S < 0.8, \end{cases} \tag{7.20}$$

где $\varphi_S = A_S / (b \cdot h)$ – коэффициент сквозности плоской грани, перпендикулярной направлению ветрового потока; A_f – суммарная площадь элементов с острыми краями (уголки, швеллеры и т.п.) заданной грани; A_c и $A_{c,\sup}$ – соответственно суммарная площадь трубчатых элементов заданной грани при докритическом и закритическом режимах обтекания (напомним, что докритический режим реализуется при числах Рейнольдса $\mathrm{Re} \le 4\cdot 10^5$, а закритический – при $\mathrm{Re} > 4\cdot 10^5$, см. рис. 7.18).

Нетрудно заметить, что формулы (7.18) и (7.19) позволяют оценить аэродинамические характеристики сквозных сооружений составленных из элементов разного поперечного сечения, например из уголков и труб. При этом очевидно, что всегда должно выполняться условие:

$$A_S = A_f + A_c + A_{c,\sup}. \tag{7.21}$$

Для определения аэродинамического коэффициента $C_{f,S,0}$ пространственной секции сооружения, составленной из элементов с острыми краями и элементов трубчатой формы применяется зависимость:

$$C_{f,S,0} = C_{f,0,f}\frac{A_f}{A_S} + C_{f,0,c}\frac{A_c}{A_S} + C_{f,0,c,\sup}\frac{A_{c,\sup}}{A_S}, \tag{7.22}$$

где $C_{f,0,f}$, $C_{f,0,c}$ и $C_{f,0,\sup}$ – соответственно аэродинамические коэффициенты пространственных секций опор, составленных только из элементов с острыми краями или элементов трубчатой формы при соответствующих режимах обтекания:

$$C_{f,0,f} = 1.76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi_S + \varphi_S^2], \tag{7.23}$$

$$C_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi_S) + (C_1 + 0.875) \cdot \varphi_S^2, \tag{7.24}$$

$$C_{f,0,c,\text{sup}} = 1.9 - \sqrt{(1 - \varphi_S) \cdot (2.8 - 1.14 \cdot C_1 + \varphi_S)}, \tag{7.25}$$

где $C_1 = 2,25$, $C_2 = 1,5$ – для четырёхгранных сооружений и $C_1 = 1,9$, $C_2 = 1,4$ – для трёхгранных сооружений.

Если выполнить по формулам (7.17) – (7.25) графические построения, то можно будет заметить следующие особенности. Для четырёхгранных сооружений зависимость коэффициента лобового сопротивления от угла атаки проявляется в большей мере нежели у трёхгранных. При этом прослеживается чётко выраженный минимум в окрестностях угла атаки $\theta = 0°$, т.е. при ветре, направленным перпендикулярно одной из граней. Коэффициент сквозности φ_S, соответствующий минимальному значению аэродинамического коэффициента, зависит от формы поперечного сечения элементов сооружения и равняется: для элементов с острыми краями $\varphi_S = 0,7 \div 0,8$, для элементов трубчатого сечения при докритическом режиме обтекания $\varphi_S = 0,5$ (наиболее чётко выраженный минимум), для трубчатых элементов при закритическом режиме обтекания $\varphi_S = 0,3 \div 0,4$. Максимума функция $C_f(\varphi_S; \theta)$ не имеет и можно говорить только о наибольших значениях, которые реализуются при $\theta = -45° \wedge 45°$ в окрестности малых значений коэффициента сквозности для элементов с острыми краями и в окрестности крайних значений коэффициента φ_S для элементов трубчатого сечения. Аэродинамический коэффициент трёхгранных сооружений зависит от угла атаки в случае выполнения последних только с элементов с острыми краями, что бывает не часто на практике. Для сооружений, выполненных из элементов трубчатого профиля, зависимостью коэффициента C_f от угла атаки общеевропейские нормы [25] пренебрегают, как и подавляющее большинство мировых стандартов (хотя в действительности она существует).

Аэродинамический коэффициент $C_{f,A}$ вспомогательных элементов сквозных сооружений в рамках Eurocode [25] определяется в виде:

$$C_{f,A} = C_{f,A,0} \cdot K_A \cdot \sin^2 \psi, \tag{7.26}$$

где ψ – угол скольжения оси вспомогательного элемента; $C_{f,A,0}$ – аэродинамический коэффициент вспомогательных элементов, определяемый по данным аэродинамических испытаний; K_A – коэффициент экранирования несущих элементов сквозного сооружения.

7.5. Сооружения других типов

Нормативные документы разных стран оперируют практически одинаковым набором данных о значениях аэродинамических коэффициентов (*табл.*

7.7), хотя многие из них заметно отличаются друг от друга, как уже было показано на примере простого здания параллелепипедной формы.

Как бы ни был велик этот список, он принципиально не может охватить все виды пространственных компоновок, и всегда будут возникать проблемы «приспособления» имеющейся информации к нуждам проектирования.

Конечно, для относительно невысоких зданий, где роль ветровой нагрузки в формировании напряженно-деформированного состояния невелика, можно спокойно использовать метод подобия, особенно если учесть, что все значения коэффициентов *C* находятся в достаточно узком диапазоне от +2,2 до 1,5. Если же речь идет о высоких зданиях, в особенности с такой геометрической конфигурацией, аналог которой трудно подобрать в нормах, то единственным способом решения задачи остается экспериментальное исследование в аэродинамической трубе или, по крайней мере, — в гидролотке. Последний вариант дает в основном только качественную картину обтекания, но и она может помочь хотя бы для установления порядка цифр и знаков коэффициентов *C,* но его основным преимуществом является простота проведения экспериментов.

Таблица 7.7

Типы сооружений и конструкций	СНиП	ENV 1991	ASCE 795
Свободно стоящие стены	+	+	+
Здания	+	+	+
Двускатные кровли	+	+	+
Односкатные кровли		+	+
Четырехскатные кровли			
Арочные покрытия	+	+	
Покрытия с фонарями	+		
Многопролетные покрытия	+	+	+
Навесы (одно и двускатные)	+	+	+
Здания с открытыми проемами	+	+	+
Уступы зданий	+		+
Сфера	+	+	
Цилиндрические конструкции	+	+	+
Призматические сооружения	+	+	+
Прокатные профили			+
Сквозные конструкции	+	+	+
Наклонные элементы	+		
Купола		+	
Мосты		+	
Флаги		+	

В первую очередь, испытания в аэродинамической трубе проводят при проектировании уникальных и ответственных сооружений. Типичным примером может служить исследование покрытия над главной спортивной ареной стадиона «Лужники» [13], модель которого в аэродинамической трубе показана на *рис. 7.23*.

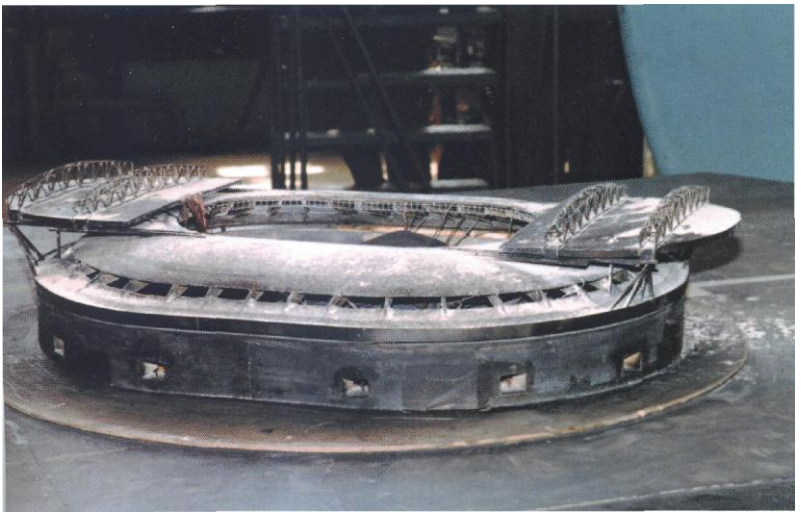


Рис. 7.23. Испытание модели покрытия стадиона «Лужники»

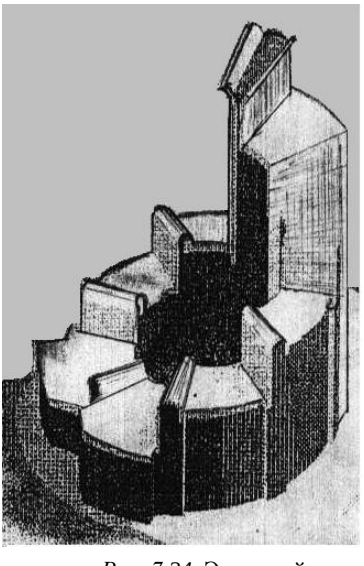




Рис. 7.24. Эскизный проект и испытываемая модель здания

Следует сказать, что аэродинамические испытания становятся все более частыми. Без них практически не обходится проектирование сколько-нибудь крупного моста, применяются они (правда, значительно реже) и при проектировании других зданий и сооружений. Так, на *рис. 7.24* приведен пример испытания, которое было выполнено в аэродинамической трубе Национального авиационного университета в связи с проектированием кольцевого зда-

ния сложной конфигурации для Национальной больницы в г. Киеве. Высота отдельных частей здания меняется от 42 до 145 метров, внешний диаметр колеблется в пределах от 42,5 до 54,4 м.

Обдувка модели, выполненной в масштабе 1:100 и установленной на поворотном круге, производилась в аэродинамической трубе прямоточного типа, при этом определялись величины давлений в каждой из 391 точек модели. Ориентация модели относительно потока изменялась с шагом 9^{o}.

Для многих точек обнаружились, что результаты измерений при некоторых направления потока являются сильно неустойчивыми, как это видно из *рис. 7.25*, на котором показаны данные трех серий замеров в одной из точек, где резкие скачки измерений обнаружены при углах набегания потока от 90 до 130 градусов. Но для других точек измерения такая неустойчивость не характерна.

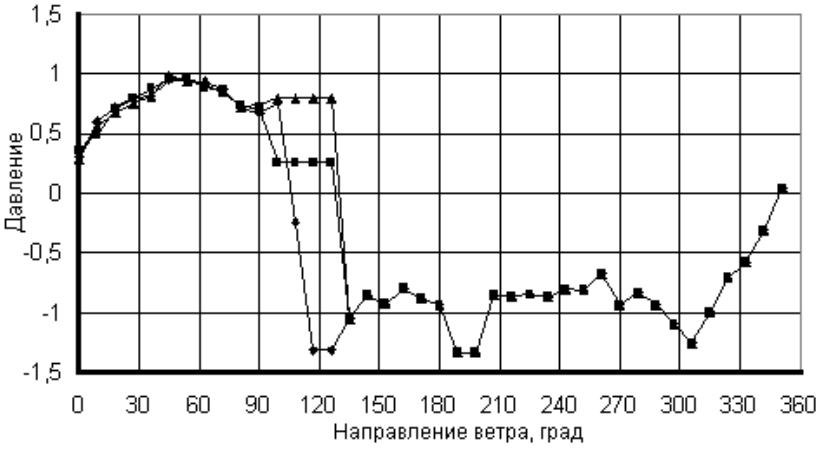


Рис. 7.25. Результаты измерений

Результаты измерений позволяют выполнить расчет сложного каркаса здания на ветровую нагрузку. Кроме того, установлены критические направления ветрового потока, с которыми связаны экстремальные ветровые давления и исследованы особенности вихреобразования.

Следует заметить, что с ростом масштабов застройки и с появлением высотных зданий резко возрастают требования к размерам аэродинамической трубы, которые не всегда возможно удовлетворить. В связи с этим в последнее время заметно увеличился интерес к замене физического моделирования расчетным моделированием явления на ЭВМ.

Разумеется, расчет не заменяет ни экспериментов, ни теоретических исследований, но в результате расчета можно намного повысить эффективность экспериментальной отработки и уменьшить ее объем и трудоемкость. Скорректированные вычислительные модели и алгоритмы позволят оперативно анализировать возможные модификации сооружения, моделировать изменение аэродинамики в процессе монтажа.

Типичным примером такого подхода является исследование комплекса зданий Москва-Сити (*рис. 7.26*), которое было выполнено с помощью программы ANSYS CFX [7].

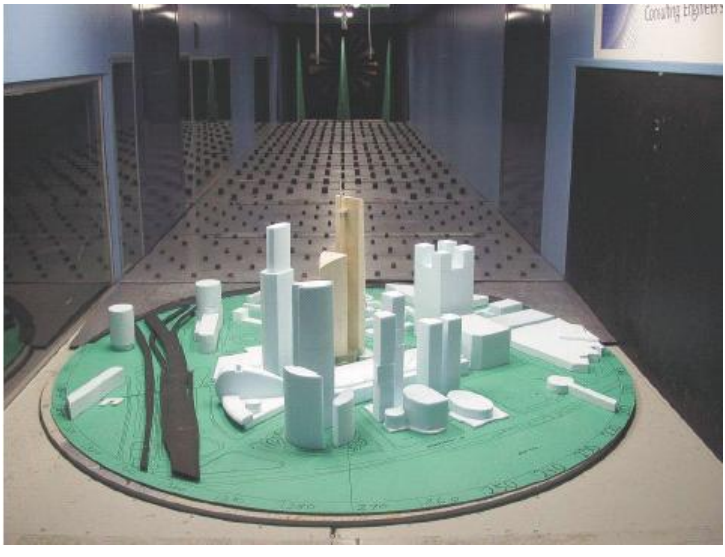


Рис. 7.26. Испытания модели комплекса Москва-Сити

На *рис. 7.27* представлены некоторые результаты, имеющие отношение к комплексу «Федерация», а именно линии тока, подсчитанные без учета и с учетом близлежащих зданий. Близлежащее здание высотой 300 м уже построено и расстояние от него равно примерно 130 м, его влияние может оказаться опасным по галопированию.

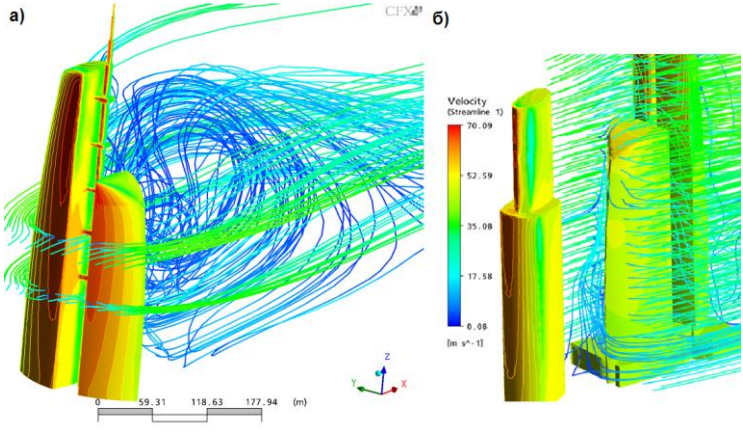


Рис. 7.27. Линии тока вокруг комплекса «Федерация»: а — для изолированного здания, б — с учетом влияния соседнего сооружения.

7.6. Колебания под воздействием пульсаций ветрового потока

При определении динамических реакций на порывы ветра обычно используются следующие предпосылки, по-видимому, впервые введенные А. Давенпортом [23]:

- конструкция является упругой;
- справедлива гипотеза о том, что аэродинамические силы в пульсирующем потоке в среднем являются такими же, как и в стационарном потоке (квазистационарная модель обтекания);
- пульсация аэродинамических сил линейно зависит от пульсаций скорости потока.

Использование квазистационарной модели предполагает, что характерные размеры обдуваемых ветром поверхностей малы по сравнению с поперечными размерами вихрей, что заставляет ограничивать использование описываемого подхода зданиями и сооружениями, у которых характерный размер сплошной обдуваемой поверхности не превышает величину порядка 100 м. При больших размерах в плане использование квазистационарной модели вряд ли допустимо, поскольку не выполняется основное предположение о малости генеральных размеров конструкции по сравнению с диаметром вихрей, содержащих основную энергию турбулентного потока. По-видимому, указанное ограничение в большей степени касается сооружений со сплошными внешними поверхностями (здания, градирни и т.п.), чем сквозных конструкций (башни, эстакады и т.п.).

Скорости ветрового потока и вызываемые им аэродинамические силы, а также реакция сооружения на них являются случайными функциями времени. Для таких функций удобно использовать понятие энергетического спектра $S(\omega)$, который показывает, какая доля мощности того или иного процесса приходится на каждый бесконечно малый диапазон частот $d\omega$. Для турбулентных пульсаций скорости ветра отечественные нормы используют эмпирический спектр А. Давенпорта:

$$S_{V^p}(\omega) = \frac{4u^2}{3f(1+u^2)^{4/3}}, \qquad (7.27)$$

где

$f = \omega/2\pi$ — частота, Гц;

$u = Lf/v_{10}$ — безразмерная частота;

$L = 1200$ м — интегральный масштаб турбулентности;

v_{10} — средняя скорость ветра на высоте 10 м.

В нормативных документах других стран наряду с (7.27) используются и другие спектры ветровых пульсаций, в частности спектры, где $S(\omega)$ зависит еще и от высоты над поверхностью земли. Например, в последней редакции Еврокода принято

$$S_{V^p}(\omega) = \frac{6{,}8u}{f(1+u)^{5/3}}, \tag{7.28}$$

и для безразмерной частоты берется выражение $u = L(z)f/v(z)$, где масштаб турбулентности зависит от высоты над уровнем земли, и скорость ветра также принимается на этой высоте.

Сравнительный анализ спектров ветровых пульсаций, предложенных различными исследователями, приводится в монографии [12].

Описание случайной скорости с использованием спектральной функции типа (7.27) характеризует изменение скорости ветра во времени, однако ветровой поток меняется и по пространству. Простейшим является предположение о том, что пространственное распределение стабильно и пульсации скорости ветра происходят абсолютно синхронно во всех точках сооружения. Более реалистичный подход использует понятие о корреляционной зависимости между пульсацией скорости в разных точках. Естественно, что в очень близко расположенных точках скорости различаются незначительно, но чем дальше точки расположены друг от друга, тем менее зависимы пульсационные компоненты скорости. Такая картина описывается взаимным спектром пульсаций в паре точек k и l:

$$S_{V_k^p V_l^p} = \frac{u^2}{3f(1+u^2)^{4/3}} \exp(-u\chi_{kl}). \tag{7.29}$$

Здесь χ_{kl} — приведенное расстояние между точками k и l ($\chi_{kl} = \chi_{lk}$), определяемое формулой.

$$\chi_{kl} = (20|x_k - x_l| + 8|y_k - y_l| + 8|z_k - z_l|) / L. \tag{7.30}$$

Если значение спектральной плотности $S_i(\omega)$ пропорционально доле общей мощности случайного процесса $Q_i(t)$, приходящейся на диапазон частот от ω до $\omega + d\omega$, то взаимные спектральные плотности $S_{ij}(\omega)$ характеризуют степень корреляционной связи между процессами $V_i(t)$ и $V_j(t)$ в этом же диапазоне частот.

В силу предположений о линейности спектральные характеристики аэродинамических сил и реакции сооружения могут быть получены с помощью передаточных функций χ (*рис. 7.28*).

Передаточная функция, как известно, характеризует реакцию системы на простое воздействие e^{Ft} и для системы с одной степенью свободы имеет вид:

$$\chi_m = \frac{1}{mF^2 + rF + k}, \tag{7.31}$$

где m — масса;

r — коэффициент демпфирования;

k — жесткость.

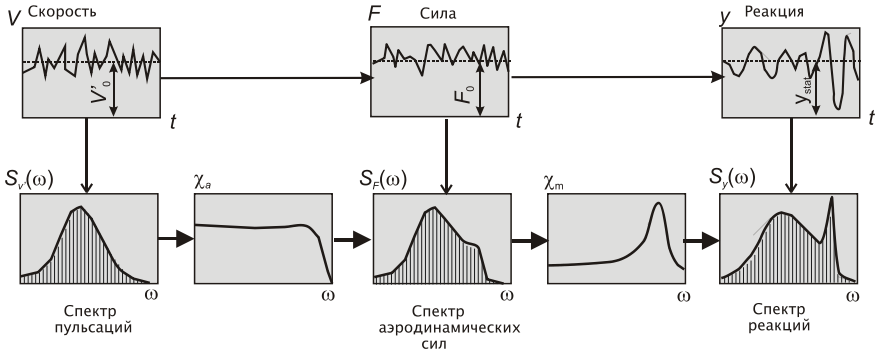


Рис. 7.28. Схема определения динамических реакций системы на действие порывов ветра.

Реакция на простое гармоническое воздействие с круговой частотой $\omega = 2\pi f$ называется частотной характеристикой системы и получается подстановкой $F = i\omega$ в выражение для передаточной функции (7.31).

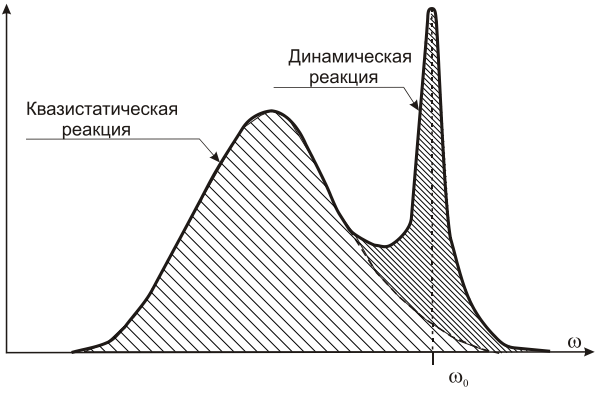


Рис. 7.29. Спектр реакции сооружения

Спектр реакции сооружения на воздействие случайного процесса пульсаций имеет характерный вид, представленный на *рис. 7.29*. В нем достаточно четко можно выделить квазистатическую и динамическую составляющие. Первая из них соответствует реакции безмассовой (и, следовательно, безинерционной) системы и зависит только от турбулентной структуры ветрового потока и корреляции давлений по поверхности сооружения, вторая включает силы инерции.

Для системы с одной степенью свободы решение задачи динамического расчета по схеме *рис. 7.28* дает возможность свести динамическую задачу к квазистатической и получить формулу для пульсационной составляющей ветровой нагрузки, приведенную в СНиП 2.01.07-85*:

$$w^p = w_m \xi \zeta(z) \nu, \qquad (7.32)$$

где w_m — нормативное значение средней (статической) составляющей ветровой нагрузки;

ξ — коэффициент динамичности;

$\zeta(z)$ — коэффициент пульсаций давления ветра на высоте z;

ν — коэффициент пространственной корреляции пульсаций ветрового давления.

Коэффициент динамичности ξ в нормах определяется по графику (*рис. 7.30*) в зависимости от безразмерного периода собственных колебаний $\varepsilon = VT/L_t$ (T — период собственных колебаний, L_t = 940 м — масштаб турбулентности) и логарифмического декремента колебаний δ, а коэффициенты пульсаций $\zeta(z)$ и корреляции ν принимаются по таблицам.

График коэффициента динамичности получен в предположении [6, стр. 184], что скорость ветра полностью коррелирована по поверхности сооружения, т.е. представляет собой произведение случайной функции времени на детерминированную функцию координат. Значение поправки на корреляцию пульсации скоростей ветра (коэффициент ν) определяются осредненно для всей поверхности и относятся только к первой собственной частоте, для высших форм корреляция не учитывается. Кроме того, коэффициенты ν найдены также с использованием упрощающих предположений о форме колебаний конструкции (для сооружений башенного типа предполагается квадратная парабола, для симметричных в плане зданий — прямая линия).

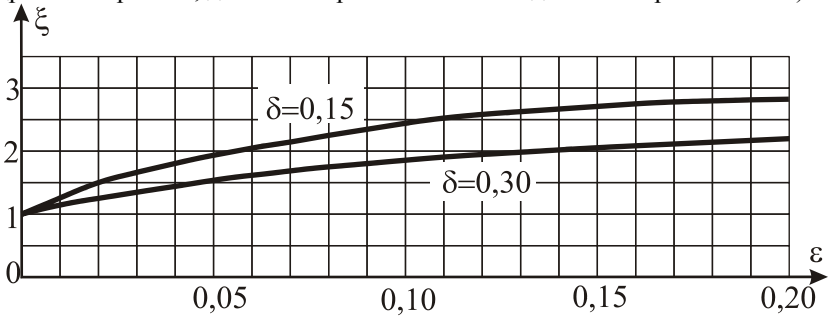


Рис. 7.30. Коэффициенты динамичности

В нормах вводится также ограничение учитываемых частот собственных колебаний некой предельной частотой f_l (Гц), которая зависит от логарифмического декремента колебаний и от ветрового района (по сути — от расчетной скорости ветра) и определяет тот предел, при котором реакцией сооружения на частотах выше f_l (в том числе и резонансным пиком ее динамической составляющей) можно пренебречь. Практически это означает, что выше предельной частоты содержится не более 2% площади спектра мощности ветровых пульсаций.

Системы со многими степенями свободы путем разложения их движений по формам собственных колебаний приводятся к ряду систем с одной степенью свободы. Это дает возможность получить рекомендуемую нормами и

более подробным Руководством [15] формулу для подсчета ветровой нагрузки, соответствующей *i*-й форме собственных колебаний:

$$w^p{}_i = m\xi_i\psi_i y_i, \tag{7.33}$$

где m — масса сооружения на уровне z, отнесенная к площади поверхности, к которой приложена ветровая нагрузка;

ξ_i — коэффициент динамичности, вычисленный для периода собственных колебаний *i*-й формы;

y_i — горизонтальное перемещение сооружения на уровне z по *i*-й форме собственных колебаний;

ψ_i — коэффициент, определяемый посредством разделения сооружения на r участков, в пределах которых ветровая нагрузка принимается постоянной, по формуле

$$\psi_i = \left[\sum_{k=1}^{r} y_{ki} w_{pk}\right] \Big/ \left[\sum_{k=1}^{r} y_{ki}^2 M_k\right], \tag{7.34}$$

где M_k — масса *k*-го участка сооружения;

y_{ki} — горизонтальное перемещение центра *k*-го участка при *i*-й форме собственных колебаний;

$w_{pk} = w_m\zeta\nu$ — равнодействующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки на *k*-й участок сооружения.

По сути, формула (7.33) дает значения инерционных сил, приложенных в тех точках сооружения, где действует статическая ветровая нагрузка, при движении по *i*-й форме собственных колебаний. От действия этих инерционных сил можно определить возникающие усилия, перемещения и т.п.

Заметим, что в нормах [19] формула (7.33) рекомендуется к использованию только для зданий, симметричных в плане, у которых $f_1 < f_l$, а также для всех сооружений, у которых $f_1 < f_l < f_2$ (где f_2 — вторая частота собственных колебаний сооружения). Когда предельная частота f_l занимает другое положение в спектре собственных частот сооружения, нормы рекомендуют упрощенные подходы. А именно:

а) для сооружений, которые можно рассматривать как систему с одной степенью свободы (поперечные рамы одноэтажных производственных зданий, водонапорные башни и т.д.), при $f_1 < f_l$ — по формуле (7.32);

б) для сооружений, у которых первая частота собственных колебаний f_1, Гц, больше предельного значения собственной частоты f_l,, — также по формуле (7.32), но считая при этом коэффициент динамичности ξ равным единице.

Руководство [15] предполагает, что движения по формам собственных колебаний не коррелированны и имеют случайный равномерно распределенный фазовый сдвиг, т.е. их амплитудное значение может с равной вероятностью реализоваться в любой момент времени. Тогда расчетное динамическое значение некоторого фактора X, связанного с инерционными силами (7.33) линейной зависимостью

$$X = \sum_{i=1}^{m} \alpha_i w_i^p , \tag{7.35}$$

определяется по формуле

$$X^d = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^{m} \alpha_i w_i^p \right)^2} . \tag{7.36}$$

Заметим, что здесь происходят потери знаков отдельных компонент и нет соответствия между такими откликами, как перемещения и внутренние силы (напряжения), поскольку преобразование (7.36) является нелинейным. Последнее обстоятельство зачастую приводит к недоразумениям. Достаточно типичный пример представлен на *рис. 7.31*, из которого видно, что вычисленные суммарные формы собственных колебаний и соответствующие им инерционные силы не приводят к суммарной эпюре моментов, которая вычисляется по моментам отдельных форм колебаний. Для каждой формы порознь такое соответствие, естественно, имеет место.

В результате расчета на действие ветровой нагрузки определяются перемещения узлов расчетной схемы и усилия (напряжения) в элементах системы раздельно от действия средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки. Суммарное значение реакции сооружения (перемещения, усилия, напряжения) определяется по формуле

$$X = X^s \pm X^d , \tag{7.37}$$

где X — величина искомого фактора; X^s — значение рассматриваемого фактора, определяемое действием статической компоненты ветровой нагрузки; X^d — то же от действия пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Знак «±» перед динамической составляющей значения фактора X^d напоминает о том, что в процессе вычислений оценивается его расчетная амплитуда. При определении суммарного эффекта ветрового воздействия необходимо выбрать тот знак, который является более неблагоприятным, что дает формулу

$$X = X^s + \mathrm{sign}\left(X^s\right) \cdot X^d . \tag{7.38}$$

К сожалению, в тексте норм [19] и в популярных справочниках (см., например, [6]) знак «±» перед динамической составляющей отсутствует, что приводит в некоторых случаях к недоразумениям (этот недостаток исправлен в Московских городских строительных нормах [10]).

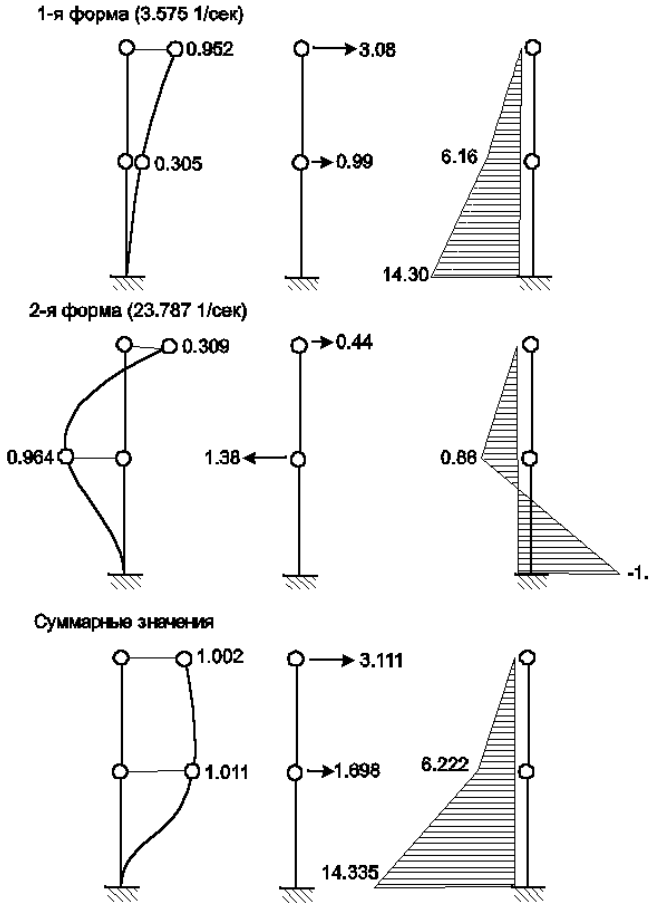


Рис. 7.31. Результаты расчета по формам собственных колебаний

Кроме того, нормы [10] оперируют с понятием пульсационной составляющей ветровой нагрузки, не указывая, что использование этой нагрузки для определения всех прочих факторов (перемещений, усилий и т.п.) нельзя выполнять с помощью обычных методов линейного расчета, если рассматривается система с более чем одной степенью свободы. Это было уже зафиксировано в предыдущей редакции норм [18], где говорилось, что усилия и перемещения должны определяться раздельно для отдельной формы собственных колебаний, но, к сожалению, не попало в явной форме в [19].

Упомянутые выше Московские городские строительные нормы, кроме того, учитывают взаимную корреляцию между формами собственных колебаний, которая возникает вследствие того, что все формы возбуждаются одной и той же нагрузкой. Формула (7.36) приобретает при этом вид

$$X^d = \sqrt{\sum_{j=1}^{m}\sum_{i=1}^{m} \alpha_i w_i^p \rho_{ij} \alpha_j w_j^p} \ , \tag{7.39}$$

где ρ_{ij} — коэффициенты корреляции.

Полезно отметить, что при учете пространственной корреляции пульсаций учитывается, что нагрузка от ветровых пульсаций распределена неравномерно по поверхности сооружения даже для симметричных расчетных схем. При этом возбуждаются колебания по таким формам (например, крутильным), которые будут пропущены при использовании подхода из СНиП.

а) *б*)

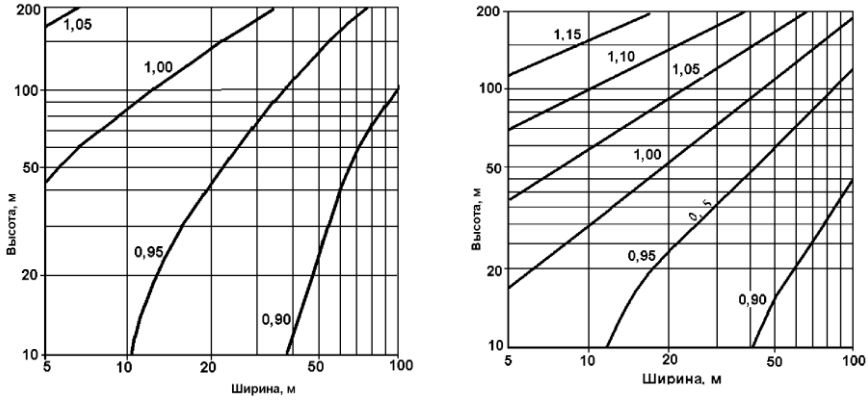


Рис. 7.32. Динамические коэффициенты: *а* — для каменных зданий и зданий с железобетонным каркасом; *б* — для зданий со стальным каркасом.

Изложенный выше подход к динамическому расчету, базирующийся на работах А. Давенпорта [22,23] и М.Ф. Барштейна [2], является не единственно возможным. Так, например, в Еврокоде принята методика расчета, предложенная Д. Соляри [29], гипотезы которой несколько отличаются от указанных выше. К несомненным достоинствам Еврокода относится и наличие упрощенного варианта динамического расчета, который использует обобщающий динамический коэффициент, представленный графически для типичных сооружений (примеры представлены на *рис. 7.32*).

Для гибких высотных сооружений, таких как башни, мачты на оттяжках, вытяжные трубы и т.п., Eurocode предусматривает специальную расчётную процедуру, основанную на использовании фактора порыва G и зональной схемы загружения. Фактор порыва – это безразмерный коэффициент, на который следует умножить среднюю ветровую нагрузку, чтобы получить реакцию сооружения, близкую к той, которую вызывает совместное действие статической и динамической составляющей ветрового потока. Процедура определения фактора порыва приведена в нормах [25]. Детальные пояснения к этой процедуре, а также описание методов определения фактора порыва в других нормах (США, Японии, Канады и т.д.), можно найти в монографии [9]. Здесь только заметим, что когда коэффициент порыва определён, расчёт

высотного сооружения выполняется в статической постановке по специальным схемам загружения. Для решётчатых башен и мачт примеры таких схем изображены на рис. 7.33 и 7.34.

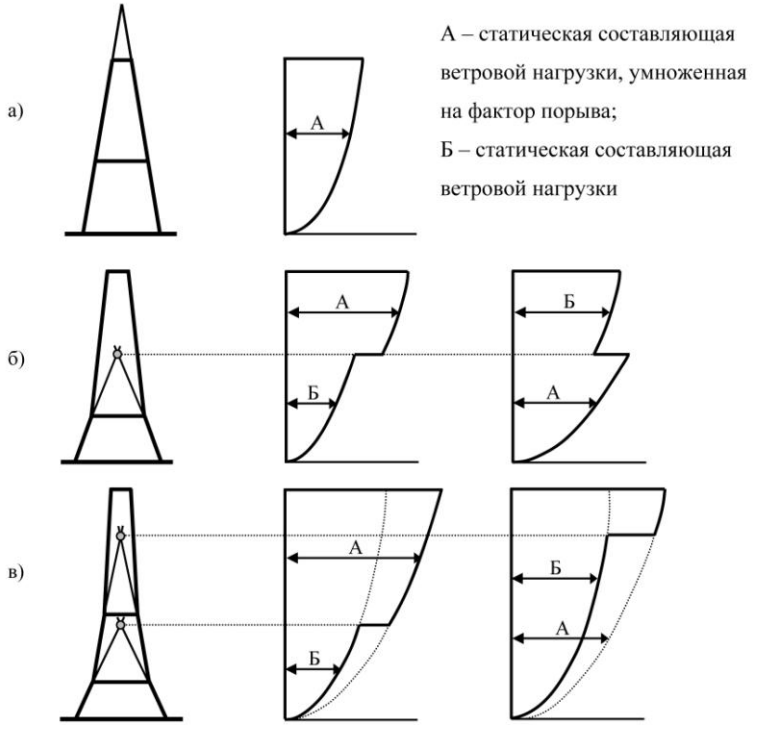


Рис. 7.33. Схемы приложения ветровой нагрузки при оценке усилий в башнях: а) башни без переломов поясов; б) башни с одним переломом пояса; в) башни с несколькими переломами поясов

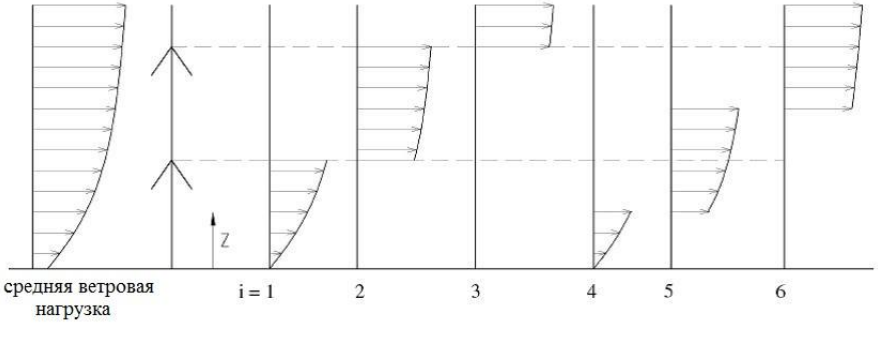


Рис. 7.34. Схемы приложения ветровой нагрузки при оценке усилий в мачтах

Полезно привести пример, который даст возможность сопоставления различных нормативных подходов. Для этого рассмотрим здание с П-образным планом (*рис. 7.35*), предполагая, что оно находится в III ветровом районе в местности типа А, расположенной в III ветровом районе. Аэродинамические коэффициенты приняты по рекомендациям [26]. Расчеты были выполнены по программе SCAD, которая дает возможность при определении пульсационной составляющей ветровой нагрузки использовать как СНиП 2.01.07-85* [19], так и МГСН 4.04-94 [10]. В *табл. 7.8* приведены амплитудные значения перемещений угловых точек наверху здания, которые характеризуют реакцию на пульсации ветрового потока.

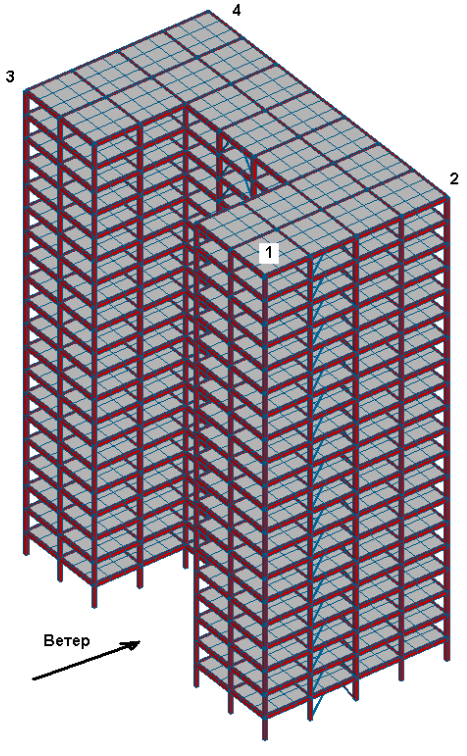


Рис. 7.35. Расчетная схема здания

Таблица 7.8

Направление перемещения	Нормы	Перемещения, мм, в точках:			
		1	2	3	4
Вдоль ветра	СНиП 2.01.07-85	52,4	52,4	52,4	52,4
	МГСН 4.04-94	18,3	18,3	18,4	18,4
Поперек ветра	СНиП 2.01.07-85	0,6	0,5	0,6	0,5
	МГСН 4.04-94	10,6	5,0	10,6	5,0

Из таблицы видно, что более детальный учет корреляции пульсаций в МГСН 4.04-94 заметно снижает реакцию сооружения, при этом наблю-

даются также заметные перемещения поперек ветрового потока и некоторое закручивание сооружения. Последнее проявляется более заметно в зданиях, где крутильная форма собственных колебаний оказывается превалирующей.

7.7. Другие динамические эффекты

Достаточно гибкие конструкции в ветровом потоке могут испытывать ряд динамических эффектов и кроме описанных выше вынужденных колебаний испытывать самовозбуждающиеся колебания (флаттер, галопирование, вихревое возбуждение).

Вихревое возбуждение (ветровой резонанс) – это интенсивное нарастание амплитуд аэроупругих колебаний конструкции поперек ветрового потока. Самовозбуждающиеся колебания (автоколебания) – это незатухающие колебания, которые поддерживаются за счет источников энергии, не обладающих колебательными свойствами, например равномерным ветровым потоком. Они могут наблюдаться при совпадении частоты вихрей Кармана, которые попеременно отрываются с поверхности элементов, с одной из собственных частот конструкции.

Отечественные нормы СНиП [19] требуют, чтобы при проектировании высоких сооружений, относительные размеры которых удовлетворяют условию $h/d>10$, необходимо дополнительно производить поверочный расчет на вихревое возбуждение (ветровой резонанс); здесь h – высота сооружения, d – минимальный размер поперечного сечения, расположенного на уровне $\frac{2}{3}h$. Правда, способы выполнения таких проверок не приводятся. Не говорят они и о проверках на возникновение автоколебаний, в отличие от, например, Еврокода-1 [24], который рассматривает также галопирование, дивергенцию и флаттер и приводит рекомендации для всех этих случаев колебаний поперек потока.

Вихревое возбуждение

Вихревое возбуждение характерно для широко распространенных элементов с круговым поперечным сечением. В определенном диапазоне скоростей потока вихревой след за такими профилями приобретает вид так называемой дорожки Кармана — двойного ряда точечных вихрей с шахматным расположением (*рис. 7. 36*).

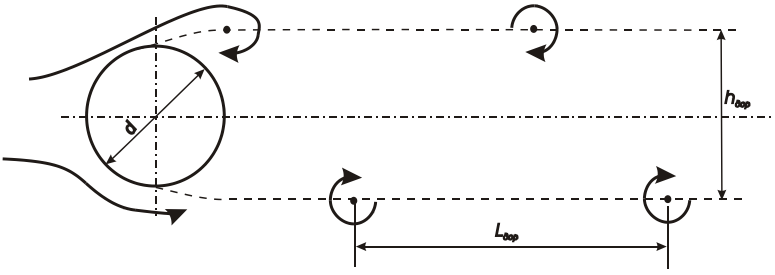


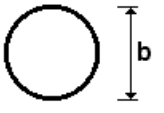
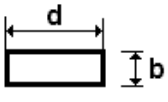
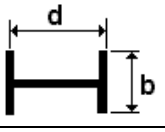
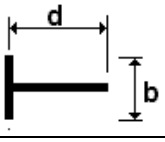
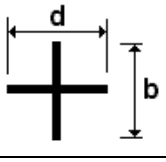
Рис. 7.36. Дорожка вихрей Кармана

Частота образования вихрей Кармана пропорциональна скорости потока и обратно пропорциональна поперечному размеру сечения:

$$\omega_k = (V/d)\ \mathbf{Sh} \qquad (7.40)$$

с коэффициентом пропорциональности (число Струхаля **Sh**), зависящим от формы профиля. Некоторые справочные данные представлены в *табл. 7.9*.

Таблица 7.9

Профиль		**Sh**	$C_{lat.o}$
		0,18	см. рис.7.37
	$0{,}5 \le d/b \le 2$	см. рис.7.38	1,1
	$d/b = 1$ $d/b = 1{,}5$ $d/b = 2$	0,11 0,10 0,14	0,8 1,2 0,3
	$d/b = 1$ $d/b = 2$	0,13 0,08	1,6 2,3
	$d/b = 1$ $d/b = 2$	0,16 0,12	1,4 1,1

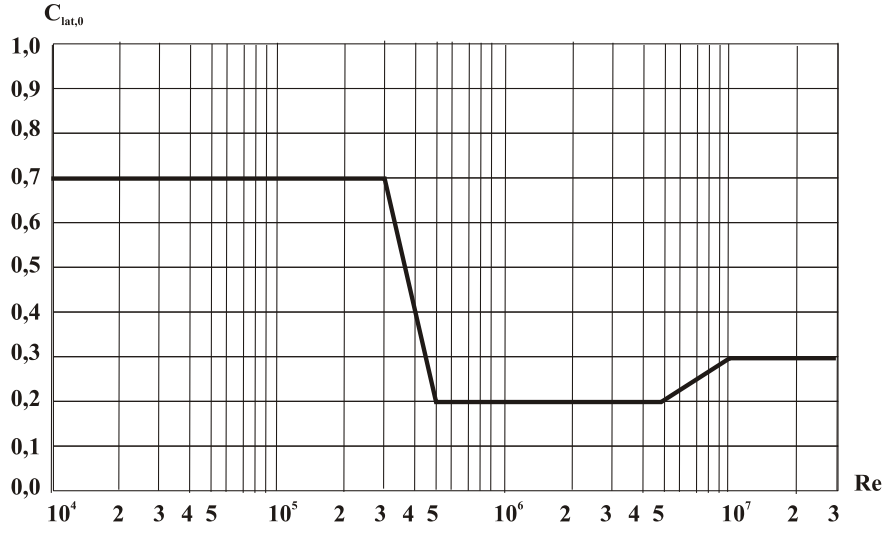


Рис. 7.37. Зависимость коэффициента $C_{lat.o}$ от числа Рейнольдса

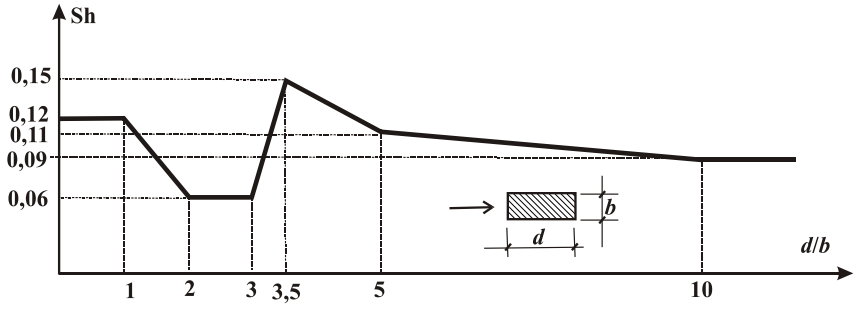


Рис. 7.38. Число Струхаля для прямоугольного профиля

Критическая скорость ветра, V_{crit}, при которой частота срыва вихрей равна частоте собственных колебаний сооружения или элемента, определяется по формуле:

$$V_{crit,i} = \omega_i \, d \, / \mathbf{Sh}, \qquad (7.41)$$

где ω_i — собственная частота колебаний по i-той форме поперек ветрового потока.

Экспериментально установлено, что дорожка Кармана функционирует и тогда, когда скорость ветрового потока изменяется (захватывание частоты вихреобразования [8]). Поэтому при расчетах реакции сооружения на ветровой резонанс следует учитывать возможное увеличение скорости ветра на 10…15%. Для очень гибких конструкций (например, вантовых элементов) наблюдается явление субгармонического захвата, когда вихревое возбужде-

ние возникает на скоростях потока, в три раза превышающих критическую скорость основного захвата. Критические условия резонанса не могут иметь место, если

$$V_{crit,i} > 1{,}25\ V_{m,l}, \tag{7.42}$$

где $V_{m,l}$ – среднее значение скорости ветра, определенное на высоте центра эффективной зоны корреляции, L_j, в которой имеет место срыв вихрей.

Эффект колебаний, возбуждаемых вихрями, можно учесть с помощью погонной силы инерции $F_{i,j}$, нормальной к направлению ветра в точке j сооружения. Силы $F_{i,j}$ предполагаются равномерно распределенными на участках конструкции (приведенных зонах корреляции), примыкающих к пучностям форм собственных колебаний, как это показано на *рис. 7.39.* Длина этой зоны зависит от значения $y_{F,j}/b$ относительной амплитуда колебаний в точке j и равна:

$$L_j = \begin{cases} 6b & \text{при } y_F / b < 0{,}1; \\ 4{,}8 + 12 y_F / b & \text{при } 0{,}1 \le y_F / b \le 0{,}6; \\ 12b & \text{при } y_F / b > 0{,}6. \end{cases} \tag{7.43}$$

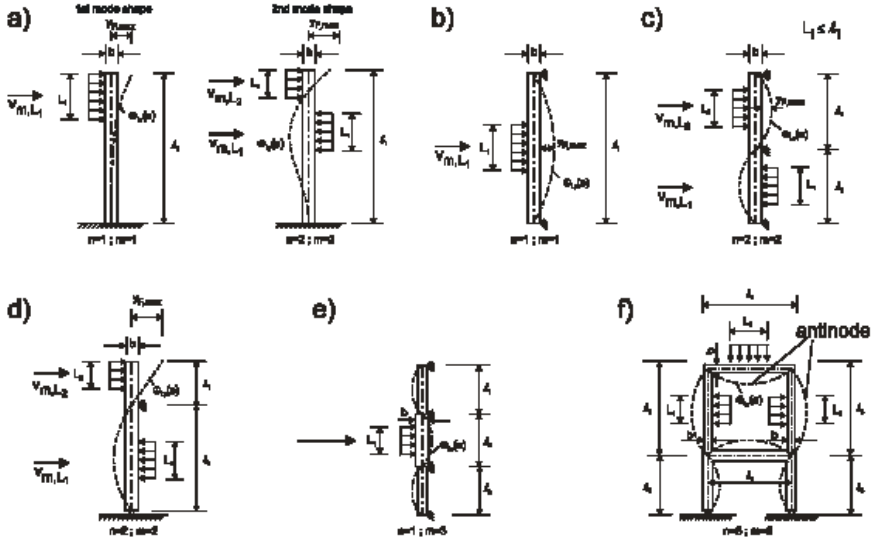


Рис. 7.39. Примеры расположения приведенных зон корреляции

Значения сил $F_{i,j}$ определяются по формуле

$$F_{i,j} = m_j \left(2\pi\omega_{i,y}\right)^2 \Phi_{i,y,j} \max y_F , \tag{7.44}$$

где m_j – колеблющаяся масса в точке j;

$\omega_{i,y}$ – собственная частота для формы поперек ветра;

$\Phi_{i,y,j}$ – форма колебаний поперек вихревого потока ,

max y_F – максимальная амплитуда при критической скорости ветра, $V_{crit,j}$, определяемая по формуле

$$\frac{\max y_F}{b} = K_w K C_{lat} \frac{1}{\mathbf{Sh}^2} \frac{1}{\mathbf{Sc}}, \qquad (7.45)$$

где b – характерная ширина поперечного сечения в районе приведенной зоны корреляции (для круговых цилиндров b – наружный диаметр);

K_w – коэффициент длины приведенной зоны корреляции;

K – коэффициент формы колебаний;

C_{lat} – аэродинамический коэффициент возбуждающей силы;

Sh – число Струхаля,

$\mathbf{Sc} = 2m_{i,y}\delta \Big/ \rho b^2$ – число Скрутона (приведенное демпфирование);

ρ – плотность воздуха;

$m_{i,y}$ – погонная масса;

δ – логарифмический декремент затухания сооружения.

Значения K_w, K , C_{lat} и Sc представлены в виде справочных таблиц для ряда типичных случаев.

Галопирование

Галопирование — это самовозбуждаемые колебания гибких сооружений в направлении поперек ветрового потока. Галопированию подвержены некруговые поперечные сечения (включая сечения L-, I-, U-, T-образного профиля). Гололедные нагрузки приводят иногда к галопированию сечений другого типа.

В основе процесса галопирования лежит следующее явление: поперечное движение тела со скоростью V_{ort} приводит к тому, что результирующая относительная скорость набегания потока на тело ориентирована под некоторым углом α к первоначальному положению вектора потока, т.е. проявляется эффект изменения угла атаки. Если аэродинамические свойства тела таковы, что $dC/d\alpha < 0$, то появляется отрицательное аэродинамическое демпфирование. Как только оно станет большим, чем обычное демпфирование (а на это обстоятельство укажет число Скрутона **Sc**), процесс становится неустойчивым и возникают колебания галопирования. Заметим, что для кругового цилиндра, у которого аэродинамический коэффициент не зависит от угла атаки, галопирование не возникает.

Колебания галопирования возникают при определенной начальной скорости ветра, $V_{\text{ед}}$, и амплитуды обычно быстро возрастают вместе с ростом скорости ветра. Значения амплитуд достигают десятков поперечных размеров тела, как это случается, например, при галопировании обледеневших проводов линии электропередачи.

Начальная скорость ветра при галопировании равна

$$V_{CG} = \frac{2\mathbf{Sc}}{a_G}\omega_{1,y}b\,, \tag{7.46}$$

где a_G – коэффициент неустойчивости при галопировании, принимаемый по *табл. 7.10*). Следует учитывать, что галопирование достигает максимальных амплитуд при $V_{CG} > 1{,}25V_m$, где V_m — средняя скорость ветра на высоте, где ожидается галопирование.

Флаттер

Флаттер — это неустойчивость, которая может иметь место для гибких пластинчатых конструкций, таких, например, как, дорожные знаки и указатели или широкие и невысокие балки висячих мостов, при скорости ветра выше определенного порога. Эта неустойчивость обусловливается перемещениями конструкции, от которых меняется ее аэродинамическая характеристика. Здесь, как и при галопировании, аэродинамическая неустойчивость связана с изменением аэродинамического момента при изменении угла атаки, который, в отличие от галопирования, в рассматриваемом случае связан не с поперечными перемещениями обтекаемого тела, а с закручиванием узкого профиля.

Основную роль в явлении флаттера играют смещение поперек потока и закручивание узкого профиля. Если эти кинематические параметры взаимодействуют, мы имеем дело с классическим изгибно-крутильным флаттером, если нет и основную роль играет только закручивание — со срывным флаттером.

Широко известен случай изгибно-крутильного флаттера, в результате которого 7 ноября 1940 года произошло обрушение Такомского моста (*рис. 7.40*).

Флаттер может возникнуть, если сооружение обладает всеми тремя признаками, описанными ниже (если хотя бы один отсутствует, сооружение не подвержено этому физическому явлению):

- сооружение (или значительная часть его) должно иметь удлиненное поперечное сечение (подобно плоской пластине) с соотношениями $d/b > 4$;
- минимальная частота собственных колебаний должна соответствовать вращательной форме колебаний, причем минимальная частота вращательных собственных колебаний должна быть в два раза меньше частоты поступательных собственных колебаний;
- оси вращения должны быть параллельны плоскости пластинки и перпендикулярны направлению ветра, а центр вращения должен располагаться не ближе, чем на расстоянии $d/4$ от наветренного края пластины.



Рис. 7.40. Обрушение Такомского моста

Критическая скорость ветра для флаттера определяется по формуле

$$V_{div} = \left(\frac{2k_{\Theta}}{\rho d^2 \, dc_m / d\Theta} \right)^{1/2}, \qquad (7.47)$$

где k_{Θ} – жесткость при кручении,

$dc_m/d\Theta$ – скорость изменения аэродинамического момента при кручении относительно центра вращения,

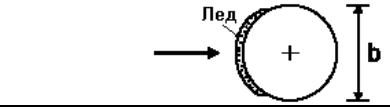
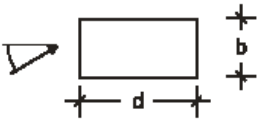
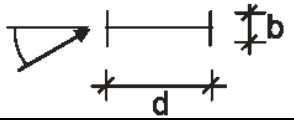
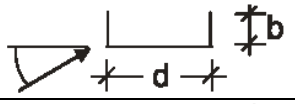
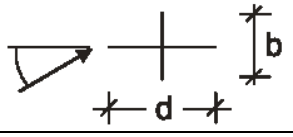
ρ – плотность воздуха,

d – ширина (хорда) конструкции.

Для прямоугольных сечений, поворачивающихся вокруг геометрических центров, значения $dc_m/d\Theta$ приведены на *рис. 7.41*.

Гибкие сооружения или элементы конструкций, например стволы или кабели, могут быть расположены в ряд или группой, могут стоять или не стоять парой. Это приводит иногда к возбуждению автоколебаний в аэродинамическом следе.

Таблица 7.10

Профиль		Значение a_G
		1,0
	d/b = 2 d/b = 2,7 d/b = 5	2 1,7 1,2
	d/b = 3/4 d/b = 2	0,7 0,4
		5
		7,5
		3,2

Наиболее известный пример такого взаимодействия, приведшего к разрушительным последствиям, является произошедшая в 1965 году авария градирен на ТЭС Феррибридж *(рис. 7.42)*.

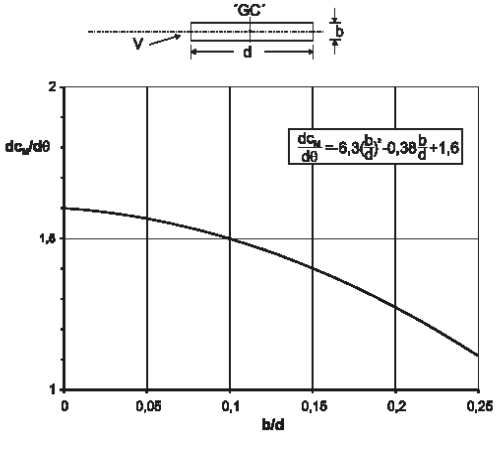


Рис. 7.41. Скорость изменения аэродинамического момента $dc_m/d\Theta$ для прямоугольных поперечных сечений



Рис. 7.42. Обрушение градирен на ТЭС Феррибридж

В зависимости от отношения *a*/*b* (*рис. 7.43*) могут иметь место вихревой резонанс или интерференсное галопирование.

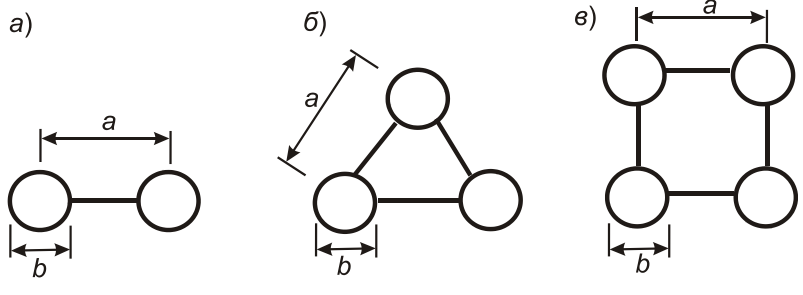


Рис. 7.43. Расположения цилиндров в ряд или группой

При вихревом резонансе максимальная амплитуда колебаний может оцениваться по уравнению (7.34) с использованием следующих модификаций:

а) для свободно стоящих в ряд не связанных цилиндров

$$C_{lat} = \begin{cases} 1,5C_{lat,\text{одиночн}} \text{ для } 1 \le a/b \le 10 \\ 1,0C_{lat,\text{одиночн}} \text{ для } a/b \ge 15 \\ \text{линейная интерполяция для } 10 \le a/b \le 15 \end{cases}, \qquad (7.48)$$

$$\text{Sh} = \begin{cases} 0,1 + 0,085 \lg\ a/b \text{ для } 1 \le a/b \le 15 \\ 0,2 \text{ для } a/b \ge 15 \end{cases}$$

б) для связанных цилиндров

$$C_{lat} = k_{iv} C_{lat,\text{одиночн}} \quad \text{для } 1 \le a/b \le 3, \qquad (7.49)$$

где k_{iv} – коэффициент интерференции для срыва вихрей (*табл. 7.11*) и в той же таблице

Таблица 7.11

Схема расположения	Число Скрутона **Sc**	
	$a/b = 1$	$a/b \ge 2$
Рис. 7.35. *а*	$K_{iv} = 1,5$	$K_{iv} = 1,5$
Рис. 7.35. *б*	$K_{iv} = 4,8$	$K_{iv} = 3,0$
Рис. 7.35. *в*	$K_{iv} = 4,8$	$K_{iv} = 3,0$

Интерференсное галопирование может возбуждаться, если два или более цилиндров расположены близко друг от друга без связи между собой. При критическом угле атаки по отношению к направлению общей оси цилиндров ($\beta_{crit} \cong 10°$) и при a/b < 3 критическую скорость ветра можно получить по формуле

$$V_{CIG} = 3,5\omega_y b\sqrt{\text{Sc}\, a/3b}, \qquad (7.50)$$

ω_y – частота собственных колебаний поперек ветрового потока.

Действие одиночных порывов ветра

Спецификой действия одиночных порывов ветра является их кратковременность, и на такое воздействие сооружение реагирует примерно таким же образом, как на удар.

Сами по себе одиночные порывы ветра возникают в атмосфере, как реакция на резкое изменение температуры, при котором происходит перемешивание воздушных масс в приземном слое. Возникающий при этом одиночный порыв ветра имеет локальный характер и, в отличие от атмосферной турбулентности, ограничен по высоте и ширине размерами некоторой «ветровой трубки».

Описание методики расчета и некоторые результаты анализа действия одиночных порывов приведена в монографии Фершинга [26] где рассмотрены две модели изменения скорости ветра в порыве:

- в виде полуволны синусоиды — $V(t) = V_0 \sin(\pi t / \tau)$;
- в виде колоколообразной функции — $V(t) = V_0 \left[1 - \cos(\pi t / \tau)\right]$.

Исследования показывают, что динамический эффект зависит от длительности порыва ветра τ, а точнее от значения отношения длительности порыва к периоду собственных колебаний конструкции *T*. При этом максимальное значение динамического коэффициента достигается когда $0{,}8 \le \tau / T \le 1{,}0$ (см. *рис. 7.43*).

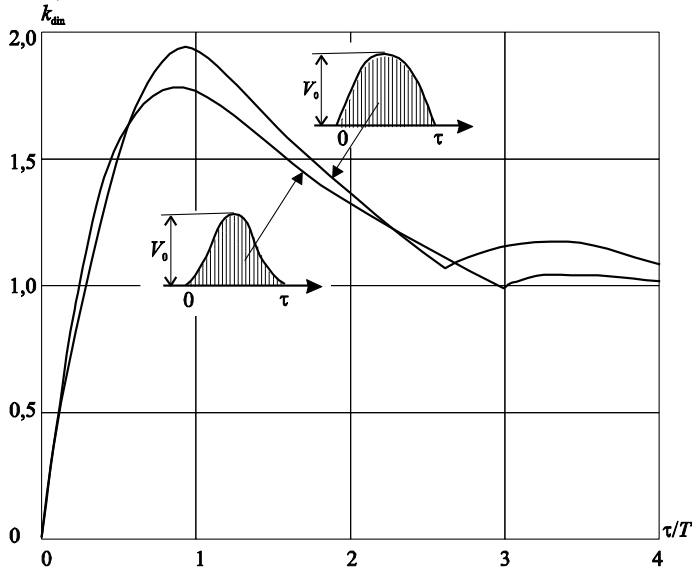


Рис. 7.43. Реакция сооружения на одиночный порыв ветра

Литература

1. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании.— М.: Стройиздат, 1988.— 584 с.
2. Барштейн М.Ф. Ветровая нагрузка на здания и сооружения.— Строит. механика и расчет сооружений.—1974, №4.— С. 4348.
3. Беспрозванная И.М., Соколов А.Г., Фомин Г.М. Воздействие ветра на высокие сплошностенчатые сооружения.— М.: Стройиздат, 1976.— 185 с.
4. Босаков С., Калоша О. К расчету сооружений на ветровую нагрузку // Стр-во и недвижимость.— 2003.— №48.— С. 5058.
5. ДБН В.1.1-2:2006. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия / Минстрой Украины.— К.: Изд-во «Сталь», 2006.— 59 с.
6. Динамический расчет зданий и сооружений / Под ред. Б.Г.Коренева и И.М.Рабиновича.— 2-е изд.— М.: Стройиздат, 1984.— 303 с. (Справочник проектировщика).

7. Дубинский С.И. ANSYS и ANSYS/CivilFEM в строительстве // САПР и графика, 2004, 312.— С. 75-77
8. Казакевич М.И. Аэродинамика мостов.—М.: Транспорт, 1987.— 240 с.
9. Махінько А.В. Імовірнісний розрахунок баштових опор зв'язку / А.В. Махінько. – Полтава, 2012 – 407 с.
10. МГСН 4.04-94. Многофункциональные здания и комплексы / Правительство Москвы.— М.: НИАЦ «Градо», 1995.— 60 с.
11. Пашинський В.А.Атмосферні навантаження на будівельні конструкції.— К.: Вид-во УКРНДІПСК, 1999.— 185 с.
12. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Ветровая нагрузка на строительные конструкции. – Полтава: АСМИ, 2005. – 342с.
13. Проектирование большой спортивной арены стадиона «Лужники» г.Москва.— М.: Изд-во «Фортэ», 1998.— 144 с.
14. Реттер Э.И. Архитектурно-строительная аэродинамика.— М.: Стройиздат, 1984.—294 с.
15. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.— М.: Стройиздат,1978.— 224 с.
16. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения.— М.: Стройиздат, 1972.— 110 с.
17. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения.— М.: Стройиздат, 1984.— 360 с.
18. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1976.— 30 с.
19. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России.— М.: ГУП ЦПП, 2001.— 44 с.
20. Тейлор Д. Нагрузки, действующие на самолет.— М.: Машиностроение, 1971.— 372 с.
21. ANSI / ASCE 795. Minimum Design Load for Buildings and Other Structures.— American Society of Civil Engineers, 1996.— 124 p.
22. Davenport A.G. Gust Loading Factors // Proceeding ASCE. Journal of the Structural Division.— 1967.—Vol. 98.— No ST3, P. 1134.
23. Davenport A.G. The application of statistical concepts to the wind loading of structures // Proceeding Institute of Civil Engineers.— 1961.—Vol. 19.— P. 449-472.
24. EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. — Brussels: CEN, Apr 2005.— 155 p.
25. EN 1991-3-1. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 3-1. Towers, masts and Chimneys – Towers and Masts. – Brussels: CEN, 2006. – 79 p.
26. Försching H.W. Grundlagen der Aeroelastic.— Berlin-Heidelberg: Springwe Verlag, 1974.
27. GBJ 987. Load code for the design of building structures / Ministry of Urban and Rural Construction and Environmental Protection of the People's Republic of China.— Beijing: New World Press, 1994.— 78 p.
28. ISO 4354: 1997. Wind actiona on structures.—Switzerland: International Organization for Standardization, 1997.— 46 p.
29. Solari G. Along Wind response Estimation: Clossed Form Solution // Proceeding ASCE. Journal of the Structural Division.— 1982.—Vol. 108.— No ST1.— P. 225-244.
30. Żurańsky J.A. Obciażenia wiatrem budowli i konstrukcji.— Warszawa: Arkady, 1978.— 199 s.

8. ГОЛОЛЕДНЫЕ НАГРУЗКИ

8.1. Образование и изучение гололедных отложений

Природа гололедных нагрузок

Гололедные отложения на конструкциях различного назначения образуются в результате [3]:

- осаждения и замерзания переохлажденных капель воды при наличии тумана, мороси, дождя;
- замерзания мокрого снега;
- сублимации водяного пара.

Разработана классификация наземного обледенения в зависимости от процессов образования отложений воды (*табл. 8.1*).

Таблица 8.1

Группа	Процесс образования наземного обледенения	Подгруппа	Условия протекания процесса	Вид обледенения
I	Сублимация водяного пара – водяной пар переходит непосредственно в лед, минуя стадию воды	А	Возгонка пара в лед	Иней, кристаллическая изморозь
		Б	То же, при тумане	Кристаллическая изморозь
II	Кристаллизация переохлажденной воды – за счет осаждения и замерзания переохлажденных капель воды	А	Замерзание капель тумана	Зернистая изморозь
		Б	Замерзание капель мороси и дождя	Гололед
III	Кристаллизация непереохлажденной воды – при осаждении и замерзании непереохлажденной воды и мокрого снега	А	Замерзание дождевой или талой воды	Замерзшая вода
		Б	Замерзание мокрого снега	Замерзшее отложение снега (наледь)

Как видно из таблицы, вид гололедных отложений зависит от размеров водяных капель и скорости их замерзания при соприкосновении с конструкциями [6].

- Крупные капли воды, которые чаще наблюдаются при температурах, близких к 0°С, замерзают медленно, успевают растечься и образовать пленку воды, которая при замерзании образует гололед. Наиболее вероятная температура образования гололеда находится в пределах 0…–3°С, наиболее вероятная плотность – 0,6…0,9 г/см3. Отлагаясь на проводах ВЛ электропередачи, вызывает их провисание, вибрацию, а при усилении ветра приводит к их обрыву.
- Мелкие водяные капли замерзают при более низких температурах (ниже –3°С), причем замерзание происходит быстрее, без растекания, между льдинками остаются пузырьки воздуха. В результате образуется зернистая изморозь с негладкой бугристой поверхностью с отдельными выступами (*рис. 8.1*), интервал температуры ее образования от –3°С до –8°С, в горах до –20...–30°С, интервал плотности – 0,1…0,6 г/см3. Зернистая изморозь по своей структуре приближается к гололеду и является более опасной, чем кристаллическая. Оседая на проводах, она затрудняет связь, вызывает их провисание, может привести также к обрыву проводов.

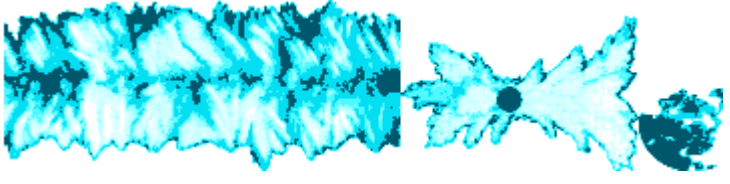


Рис. 8.1. Гололед волнистообразный (фото из атласа обледенения проводов [2]).

- В тихую погоду, при мелкокапельном тумане или дымке (при высокой влажности воздуха) в результате сублимации водяного пара и замерзания очень мелких капель воды при температурах от –10°С до –20°С образуется *кристаллическая изморозь* (*рис. 8.2*), т.е. белый осадок ажурного кристаллического строения с плотностью 0,01…0,08 г/см^3.

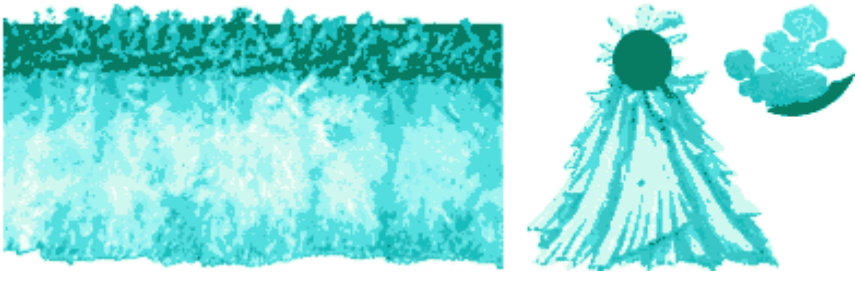


Рис. 8.2. Кристаллическая изморозь на 15 мм тросе.

- Налипание и замерзание мокрого снега образуют гололедные отложения большей плотности в интервале 0,10…0,70 г/см^3 (*рис. 8.3*).

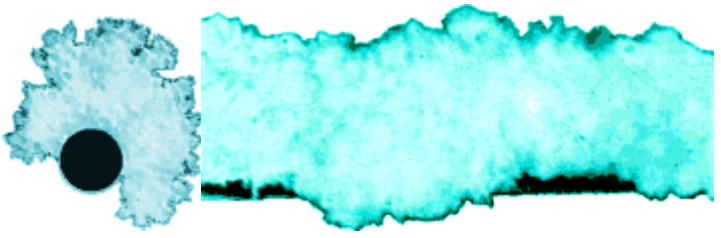


Рис. 8.3. Мокрый снег

Поскольку спектр размеров капель воды в атмосфере весьма широк, на конструкциях могут возникать сложные гололедообразования, состоящие из нескольких видов или наслоений, которые называются *смешанными.* Средняя плотность такой смеси может колебаться в широких пределах, поскольку зависит от того, какой вид льда в ней преобладает.

Реальные формы гололедно-изморозевых отложений могут быть весьма разнообразными [5]; наиболее характерные из них представлены на *рис. 8.4*.

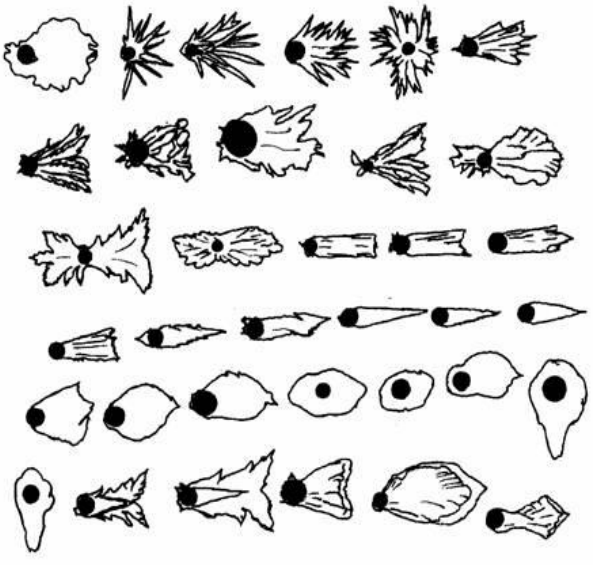


Рис. 8.4. Возможные формы гололедно-изморозевых отложений на проводах

На образование гололедных отложений на конструкциях, кроме перечисленных метеорологические условий (температура, влажность, осадки), влияет еще целый ряд факторов:

- высотное положение элементов;
- характерные размеры поперечного сечения элементов: диаметр, ширина, высота;
- скорость и направление ветра;
- характер подстилающей поверхности: степь, водоем, лес, населенный пункт и т.д.;

В частности, связь скорости ветра и повторяемости различных видов гололедных отложений иллюстрируется графиком на *рис. 8.5* [1].

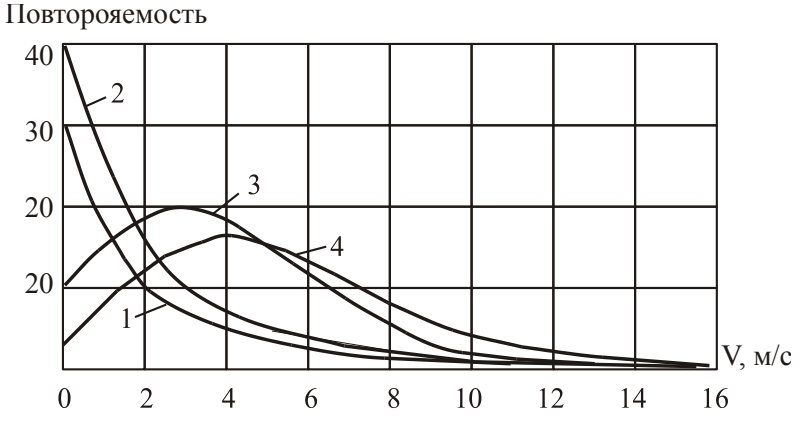


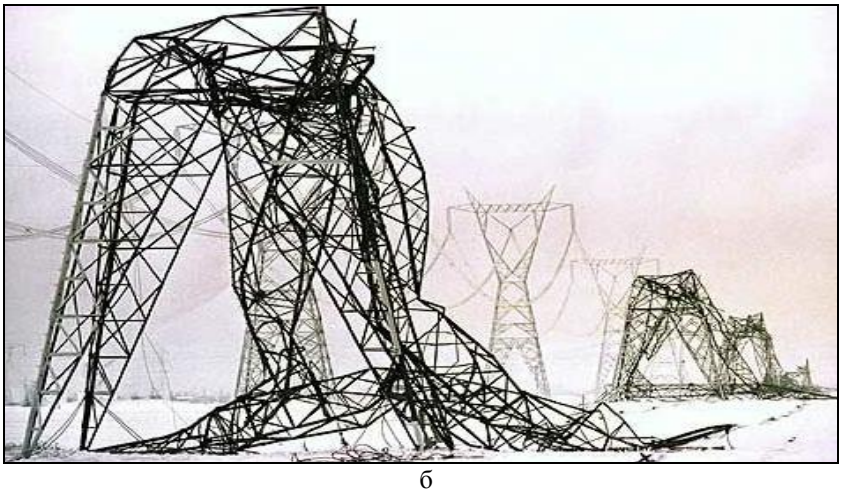
Рис. 8.5. Повторяемость образования различных гололедно-изморозевых отложений: 1 - иней, 2 - кристаллическая изморозь, 3 - зернистая изморозь, 4 - гололед

Аварии конструкций из-за перегрузки гололедом

Представления о природе и экстремальных значениях нагрузок от гололеда в определенной мере дают аварии конструкций из-за перегрузки гололедом. Особенно большое влияние гололедные нагрузки оказывают на надежность и аварийность конструкций воздушных линий (ВЛ) связи и электропередачи. История строительства и эксплуатации ВЛ за последние 50…80 лет содержит многочисленные примеры обрушений конструкций и обрыва проводов ВЛ, причинивших большой экономический ущерб и со всей очевидностью продемонстрировавших необходимость правильного учета нагрузок от гололеда (*рис. 8.6*).

Ряд подобных случаев приведен в книге М.В. Завариной [6]. В частности, автор напоминает об интенсивных гололедах в южных районах Европейской части бывшего СССР зимой 1921/22 г., когда толщина стенки гололеда достигала на проводах 170 мм. Тогда были массовые случаи обрыва проводов, на линиях связи разрушились более 10 тыс. опор и более 9 тыс. опор было повалено. В результате аварий на большой территории была нарушена телеграфная и телефонная связь, прекратилась подача электроэнергии на предприятия и транспорт. Значительными авариями сопровождался гололед в декабре 1930 г. Только на железных дорогах юго-западной части бывшего СССР было зарегистрировано около 10 тыс. обрывов проводов, разрушено более 4 тыс. и повалено более 5 тыс. опор ВЛ.

а



б



Рис. 8.6. Воздействие гололеда на конструкции ЛЭП:
а – аварии опор; б – провисание проводов

Катастрофические условия чаще всего следует ожидать там, где оттепели чередуются с волнами холода. Поэтому и информация о гололёде обычно приходит с юга и из северо-западных областей стран СНГ. Вот как описывает кандидат географических наук М. Софер то, что случилось в январе 1963 года на российском побережье Кавказа (статья «Изморозь и иней, гололёд и гололедица»). «…Провода, деревья, кустарники, почва –

всё покрылось толстым панцирем льда. Первыми не выдержали натиска стихии провода. Под тяжестью льда и под действием ветра они стали рваться. Затем начали ломаться телефонные и телеграфные столбы. Словно подкошенные, они валились на землю, увлекая за собой арматуру и провода. Металлические опоры высоковольтных линий электропередачи, стоявшие на вершинах гор, не выдержали тяжести льда и упали. Наиболее ожесточённым оказался „поединок“ между гололёдом и лесом. Вековые дубы и грабы, приняв на свои мощные кроны тонны льда, вначале лишь слегка покачивались, но по мере того, как увеличивались отложения льда и усиливался ветер, начали ломаться ветви, затем верхушки деревьев и, наконец, стволы. Тысячи деревьев, вывороченных с корнями, падали на землю. Деревья перекрывали шоссейные дороги, ложились на провода телефонных и осветительных линий, обрывая их. Температура у поверхности земли была -3…5°С. Дул сильный северо-восточный ветер. Эти условия способствовали нарастанию гололёда. Максимальная толщина отложений льда на телеграфных проводах вместе с сосульками достигала 350 мм, а вес отложений на одном погонном метре провода – около 7 кг! Такого гололёда не помнили старожилы и не регистрировали метеорологические станции за многие десятилетия». Через 25 лет, в декабре 1988 года, ситуация повторилась. На Северном Кавказе сложились крайне неблагоприятные погодные условия: снегопады, дождь, которые из-за низкой температуры превращались в гололёд. Поездам приходилось буквально пробиваться сквозь „стеклянные“ дожди. Электровозы выходили из строя, их заменяли на тепловозы, что значительно снижало скорости. Многочасовые опоздания дорого обошлись и стране и пассажирам…»

По данным [1], более 50% отказов опор ВЛ на территории Украины вызываются гололедно-ветровыми нагрузками. В качестве примера авторы приводят аварийную ситуацию, сложившуюся в январе 1996 г. на ВЛ электропередачи ГАЭК «Хмельницкоблэнерго», когда в результате интенсивного гололедообразования за одну ночь толщина стенки гололеда достигла 60…80 мм. Это привело к многочисленным обрывам проводов и тросов, повреждениям конструкций опор, одна из которых обрушилась. Вследствие этого недоотпуск электроэнергии превысил 110 МВт·ч. В феврале того же 1996 г. в ГАЭК «Крымэнерго» было повреждено более 1,5 тыс. опор, что было вызвано действием сверхрасчетных гололедно-ветровых нагрузок, причем толщина стенки гололеда достигала 20…150 мм. Недоотпуск электроэнергии составил 923 МВт·ч.

Наибольшая за последние 50 лет природная катастрофа постигла электрические сети Украины в ноябре 2000 г., парализовала жизнедеятельность почти 5 тыс. населенных пунктов 12 областей юго-запада страны. В течение недели почти 4 млн. людей остались без света, тепла, газо- и водоснабжения. Катастрофический гололед охватил территорию около 226 000 км^2, было разрушено более 300 тыс. железобетонных и около 20 тыс. стальных опор ВЛ [3]. Интенсивное гололедообразование явилось следствием взаимодействия холодного арктического воздуха, перемещавшегося с северо-востока, с теплым и влажным воздухом с юго-запада. Гололедообразование сопровож-

далось переохлажденным дождем и туманом при температуре 0…–2 °С, интенсивно нарастало в течение 10...12 часов, его интенсивность превышала когда-либо наблюдавшуюся в 2…4 раза, погонная нагрузка на провод достигала 150 Н/м. Ситуация ухудшалась ветрами со скоростью 14...17 м/с. Максимальный диаметр гололеда на гололедных станках был зафиксирован на метеостанциях Затишье (Одесская область) – 197 мм и Хмельницкий – 61 мм. Общий ущерб Украины от стихии составил 655 млн. грн.

В январе 2010 г. в южных районах Польши произошло стихийное бедствие в связи с чрезвычайным гололедом [20]. Вышли из строя сотни километров линий электропередачи вследствие обрушения 2000 опор ЛЭП. Более 20 000 жилых домов оказались без электроснабжения. Гололедная нагрузка в несколько раз превышала величины, содержащиеся в нормах Польши. Такая ситуация никогда до этого не отмечалась в Польше.

Методы измерения гололеда

А. Измерения с помощью гололедного станка [6]. На метеорологических станциях большая часть инструментальных наблюдений за гололедными отложениями проводится этим простейшим методом. Основной частью гололедного станка являются жестко закрепленные (постоянные) и съемные (сменные) стержни (провода) диаметром 5 мм длиной 90 см, прикрепленные к трем стойкам на высоте 2 м от уровня земли. Два провода ориентированы в меридиональном направлении («север-юг»), два провода – в широтном направлении («запад-восток»). Съем параметров осуществляется четыре раза в сутки, а при образовании гололеда – через 2 часа. В процессе наблюдений на постоянном проводе измеряют большой диаметр (по линии наибольшей величины отложения) и малый диаметр (в направлении, перпендикулярном большому диаметру) (*рис. 8.7*). Вес отложения измеряется с помощью сменного провода.

Для отслеживания процесса отложения гололеда очищают часть широтного и меридионального проводов, предварительно определив вид отложения. Зафиксировав время начала и время прекращения отложения, определяют периоды его нарастания и разрушения, а также общую продолжительность периода, в течение которого сохранялись отложения льда на проводах.

На основании систематических наблюдений получены климатические характеристики гололедных явлений, приведенные в Справочнике по климату [18] и других изданиях [10], основными из которых являются: среднее число дней с каждым видом отложений (гололед, изморозь, смесь, мокрый снег) – годовое и по месяцам; среднее число гололедных периодов или случаев гололеда; повторяемость различных величин отложения на проводах (по гололедному станку) и различной продолжительности обледенения проводов.

Для объективной оценки методики гололедных измерений с помощью гололедного станка укажем следующие ее недостатки:

- невысокая точность измерений при визуальном определении мест максимальных размеров отложения;
- заметные погрешности, которые могут возникать при переходе от нагрузок на провод станка к нагрузкам на реальные линии из-за разности высот;
- несоответствие расположения метеостанций местам расположения реальных линий электропередачи, в то время как существующая методика переноса гололедных нагрузок с учетом микроклиматических особенностей местности основана на значительных допущениях.

От описанной методики принципиально не отличается метод определения массы гололедных отложений, рекомендованный МЭК для ВЛ. Измерения производятся путем взвешивания отложений льда на имитаторах провода – алюминиевых трубах диаметром 32 мм, длиной 1 м, установленных под углом 90°, имеющих активную систему ориентации. Данному методу присущи те же недостатки, что и перечисленные выше для измерений на гололедном станке.

Тем не менее, альтернативы описанным методам в настоящее время еще нет, и разрабатываемые автоматические измерители массы гололеда поверяются по показаниям прямых ручных измерений массы гололеда на проводах или их имитаторах.

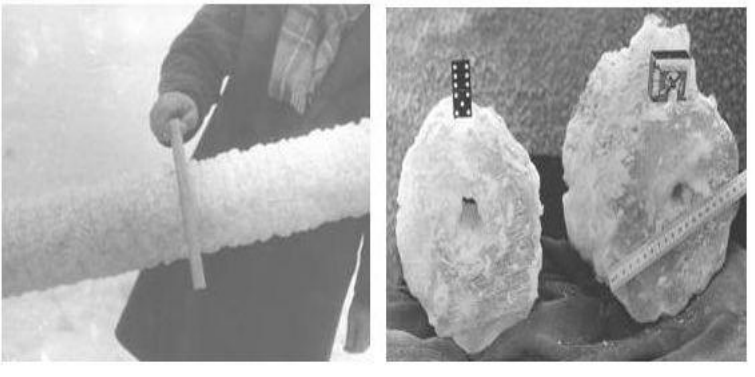


Рис. 8.7. Измерения толщины корки гололеда

Б. Измерения на гололедных постах. В связи с особой важностью объективной оценки гололедных нагрузок на конструкции ВЛ электропередачи в середине 70-х годов прошлого века были введены в эксплуатацию гололедные посты на электрических подстанциях [3]. На этих постах используются провода большого диаметра (10 и 24 мм), расположенные на стандартной высоте 10 м. Основное достоинство гололедных постов заключается в том, что они размещены непосредственно в местах максимальной концентрации воздушных линий. Недостатками постов являются дискретность проведения измерений и невысокая точность замеров. В советское время существовала также практика экспедиционных замеров гололедных отложений на ВЛ в

районах повышенной гололедной опасности (например, в Донецкой области), которые давали ценные результаты.

В. Инструментальные измерения гололеда [4]. В различных отраслях промышленности, в том числе газовой, нефтяной, химической и др., разработаны и используются сигнализаторы гололедно-изморозевых отложений, назначение которых – выработка сигнала тревоги при начале гололедообразования. В качестве примеров можно привести акустические сигнализаторы, в том числе отечественный СО-1 и швейцарский EW-140, принцип действия которых основан на увеличении частоты собственных колебаний мембраны из-за увеличения жесткости, вызываемого гололедом. Разработаны также оптические сигнализаторы начала гололедообразования.

За рубежом разработаны приборы, позволяющие измерять массу гололедных отложений. Среди них можно назвать вибрационный сигнализатор типа ASOS (США) и датчик гололеда (Канада), которые используют чувствительный элемент в виде колеблющегося алюминиевого стержня. Датчик гололеда, разработанный в Чехии, позволяет измерять массу гололеда на вертикальном стержне с помощью тензовесов.

Для проведения измерений скорости ветра при гололеде необходимо применять анемометры с подогревом, которые промышленность СНГ не выпускает. За рубежом подогреваемые чашечные и ультразвуковые анемометры выпускают фирмы Vaisala (Финляндия), NRG Systems (США), Metek GmbH и Thies Clima (Германия) и др.

В свете вышесказанного весьма своевременной представляется развернутая Донбасской национальной академией строительства и архитектуры (Горохов Е.В., Назим Я.В.) и НЭК «Укрэнерго» (Гримуд Г.И.), начиная с 2004 г, разработка системы мониторинга гололедно-ветровых нагрузок на воздушные линии электропередачи. Основным компонентом системы явился автоматизированный гололедно-ветровой метеопост [4]. В состав поста, разработанного с использованием новейших отечественных и зарубежных достижений в данной области, входит тензометрический измеритель массы гололеда, ультразвуковой анеморумбометр, измерители температуры и влажности воздуха, сигналы с которых передаются на компьютер. После испытаний на территории Полигона испытаний опор линий электропередачи и башенных сооружений ДонНАСА первые метеопосты были установлены в системах НЭК «Укрэнерго» в Одесской, Тернопольской и Хмельницкой областях.

В дальнейшем планируется оснастить такими постами подстанции, а со временем и непосредственно ВЛ электропередачи для непрерывного сбора метеорологической информации по трассе ВЛ и, в случае необходимости, выдачи аварийных сигналов. Поставлена задача создания системы мониторинга климатических параметров, прежде всего гололедно-ветровых нагрузок, на трассах ВЛ электропередачи НЭК «Укрэнерго», что позволит существенно пополнить банк данных о гололедных нагрузках на территории Украины.

8.2. Гололедные нагрузки в нормах проектирования

Нормирование гололедных нагрузок в СНиП 2.01.07-85

Гололедные нагрузки предписывается учитывать при проектировании таких строительных объектов, как воздушные линии электропередачи и связи, контактные сети электрифицированного транспорта, антенно-мачтовых устройства и подобные сооружения.

Для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно (проводов, тросов, оттяжек, мачт, вант и др.) нормативное значение линейной гололедной нагрузки i, Н/м, необходимо определять по формуле

$$i = \pi b k \mu_1 \left(d + b k \mu_1\right) \rho g \cdot 10^{-3}. \qquad (8.1)$$

Для других элементов нормативное значение поверхностной гололедной нагрузки i', Па, следует определять по формуле

$$i' = b k \mu_2 \rho g. \qquad (8.2)$$

В формулах (8.1) и (8.2):

b — толщина стенки гололеда, мм (превышаемая раз в 5 лет), на элементах кругового сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли, принимаемая по *табл. 8.2*, а на высоте 200 м и более — по *табл. 8.3*. Для других периодов повторяемости толщину стенки гололеда следует принимать по специальным техническим условиям, утвержденным в установленном порядке;

k — коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте и принимаемый по *табл. 8.4*;

d — диаметр провода, троса, мм;

μ_1 — коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и определяемый по табл. 8.5;

μ_2 — коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимаемый равным 0,6;

ρ — плотность льда, принимаемая равной 0,9 г/см^3;

g — ускорение свободного падения, м/с^2.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для гололедной нагрузки следует принимать равным 1,3, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

Давление ветра на покрытые гололедом элементы следует принимать равным 25 % нормативного значения ветрового давления w_0, определяемого согласно рекомендациям раздела **7** данной книги. При этом при определении ветровых нагрузок на элементы сооружений, расположенных на высоте более 100 м над поверхностью земли, диаметр обледенелых проводов и тросов,

установленный с учетом толщины стенки гололеда, приведенной в *табл. 8.3*, необходимо умножать на 1,5.

Таблица 8.2

Гололедные районы СНГ (бывшего СССР) принимаются по карте [1]	I	II	III	IV	V
Толщина стенки гололеда b, мм	Не менее 3	5	10	15	Не менее 20

Таблица 8.3

Высота над поверхностью земли, м	Толщина стенки гололеда b, мм, для разных районов СНГ (бывшего СССР)			
	I района гололедности азиатской части СНГ	V района гололедности и горных местностей	северной части европейской территории СНГ	остальных
200	15	Принимается на основании специальных обследований	15…30	35
300	20		35…45	45
400	25		35…60	60

Для определения гололедной нагрузки на горизонтальные элементы круговой цилиндрической формы диаметром до 70 мм толщину стенки гололеда, приведенную в данной таблице, следует снижать на 10 %.

Таблица 8.4

Высота над поверхностью земли, м	5	10	20	30	50	70	100
Коэффициент k	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Таблица 8.5

Диаметр провода, троса или каната, мм	5	10	20	30	50	70
Коэффициент μ_1	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6

СНиП [17] допускают, чтобы в отдельных районах СНГ, где наблюдаются сочетания значительных скоростей ветра с большими размерами гололедно-изморозевых отложений, толщина стенки гололеда и его плотность, а также давление ветра принимались в соответствии с фактическими данными. Кроме того, в V районе, горных и малоизученных районах СНГ, а также в сильнопересеченных местностях (на вершинах гор и холмов, на перевалах, на высоких насыпях, в закрытых горных долинах, котловинах, глубоких выемках и т.п.) толщину стенки гололеда необходимо определять на основании данных специальных обследований и наблюдений.

Температуру воздуха при гололеде независимо от высоты сооружений следует принимать в горных районах с отметкой: более 2000 м — минус

15°С, от 1000 до 2000 м — минус 10°С; для остальной территории бывшего СССР для сооружений высотой до 100 м — минус 5 °С, более 100 м — минус 10°С. В районах, где при гололеде наблюдается температура ниже минус 15°С, ее следует принимать по фактическим данным.

Обоснованность районирования гололедных нагрузок по СНиП

Статистический разброс районных параметров. Как указано выше, действующий СНиП делит территорию бывшего СССР на 5 гололедных районов. Базовым параметром при этом является толщина стенки гололеда b_5, превышаемая раз в 5 лет, на проводах диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м. Для объективной оценки разброса районных гололедных параметров в *табл. 8.6* [6] для каждого района приводятся следующие статистические параметры, возможные 1 раз в 10 лет:

- для нормативной толщины стенки гололеда b_{10} – средние значения и пределы изменения в границах каждого района;
- для нагрузки P_c на провод гололедного станка – средние значения, пределы изменения и возможные отклонения от среднего значения ΔP_c;
- для нагрузки P на провод диаметром 10 мм на высоте 10 м — средние значения, пределы изменения и возможные отклонения от среднего значения ΔP.

Таблица 8.6

Параметры гололеда		Район				
		I	II	III	IV	V
b_5, мм	максимальная	≥ 3	5	10	15	≥ 20
b_{10}, мм	средняя	5	10	15	20	≥ 25
	пределы	2,5…7,4	7,5...12,4	12,5…17,4	17,5…22,4	≥ 22,5
P_c, Н/м	средняя	0,8	2,2	4,3	7,0	-
	пределы	0,3…1,4	1,4…3,1	3,1…5,5	5,5...8,5	> 8,5
	ΔP_c	±0,55	±0,85	±1,2	±1.5	-
P, Н/м	средняя	2,1	5,7	10,6	17,0	-
	пределы	0,88...3,7	3,7…8,0	8,0…13,6	13,6…20,7	>20,7
	ΔP	±1,4	±2,1	±2,6	±3,35	> 4,1

Данные таблицы показывают, что гололедные районы, имеющие равную градацию нормативной стенки гололеда в 5 мм, имеют различные пределы гололедных нагрузок. Например, в I районе гололедная нагрузка на провода ВЛ имеет пределы от 0,88 до 3,7 Н/м с отклонениями от среднего ±1,4 Н/м. В то же время в IV районе она изменяется в пределах ±3,35 Н/м. С увеличением номера района растет также разница между средними значениями нагрузок соседних районов: при переходе от I района ко II району средняя норма-

тивная нагрузка увеличивается на 3,6 Н/м, при переходе от III района к IV району – на 6,4 Н/м.

Возможная реакция на такую ситуацию – более дифференцированное гололедное районирование территории. Примером такого подхода являются предложения по выделению на равнинной части СНГ семи районов по нагрузке на провод гололедного станка, и восьми районов – по нагрузке на провода ВЛ [6].

Анализ и предложения ДонГАСА. Анализ обоснованности нормативных значений гололедно-ветровых нагрузок СНиП проведен также Гороховым Е.В. с сотрудниками [1] на основе базы данных [10]. Некоторые из полученных результатов (при периоде повторяемости 10 лет) для характерных климатических районов Украины иллюстрируются *рис. 8.8* и *8.9*.

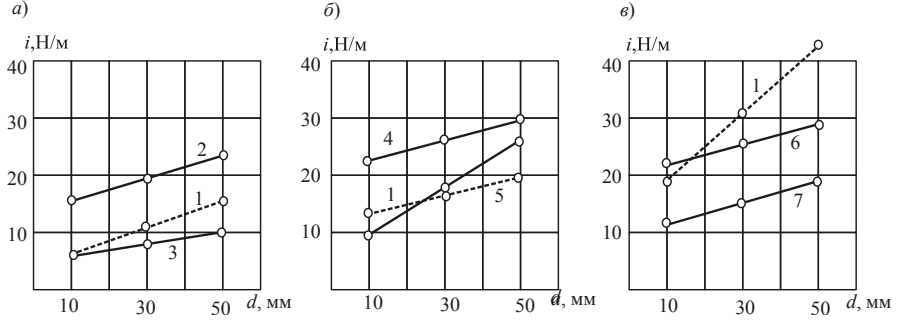


Рис. 8.8. Нагрузки на провода от веса гололеда
(1-нормативные значения):
а — II гололедный район (2 - Фастов, 3 - Борисполь)
б — III гололедный район (4 - Одесса, 5 - Мариуполь)
в — V гололедный район (6 - Дебальцево, 7 - Донецк)

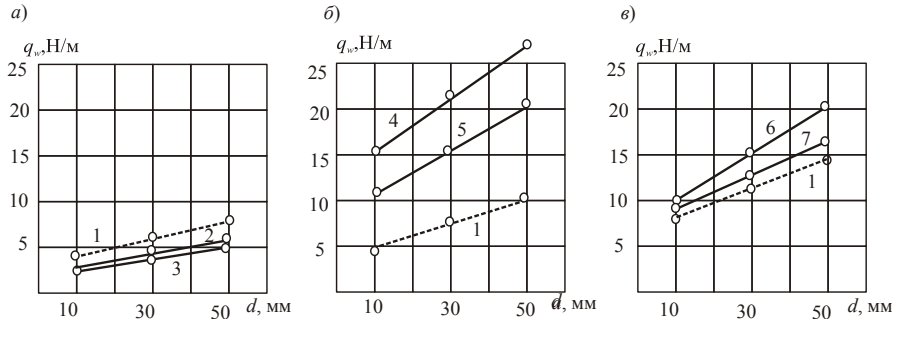


Рис. 8.9. Ветровая нагрузки на провода при гололеде
(1-нормативные значения):
а — II ветровой и II гололедный район (2 - Фастов, 3 - Борисполь)
б — III ветровой и III гололедный район (4 - Мариуполь, 5 - Одесса)
в — III ветровой и V гололедный район (6 - Донецк, 7 - Дебальцево)

Как видно из *рис. 8.8*, фактические нагрузки от веса гололеда могут отличаться от нормативных на 10…50 % как в большую, так и в меньшую

сторону. Имеются случаи, когда вес гололедных отложений отличается более чем в 2 раза в пределах одного гололедного района.

Было выявлено, что фактическая скорость ветра при максимальном гололеде (также при периоде повторяемости 10 лет) составляет 0,12…0,8 максимальной скорости (при норме – 0,5 максимальной скорости). Вследствие этого, а также в результате возможного превышения наветренной площади обледеневшего провода ветровые нагрузки на провод при гололеде могут в 1,5…2,0 превосходить нормативные значения (см. *рис. 8.9*). Анализ сочетаний гололедных и ветровых нагрузок не выявил корреляционной связи между скоростью ветра и весом, диаметром и плотностью отложений.

Учитывая вышесказанное, исследователи ДонГАСА предложили уточненное районирование территории Украины по гололедно-ветровым нагрузкам [1], которое включает климатические параметры для периода повторяемости 10 лет и представлено:

- картой районирования Украины по максимальной толщине стенки гололеда *b*, включающей 9 гололедных районов (вместо 5 по СНиП), с толщиной стенки от 10 до 70 мм и более с размещением районов, приблизительно соответствующим районированию по СНиП;
- картой районирования Украины по плотности гололедных отложений ρ (отсутствующей в СНиП), включающей 10 районов с плотностью отложений от 0,1 до 1,0 г/см^3;
- картой районирования Украины по скорости ветра при гололеде для 2-минутного осреднения и открытой местности типа А (также отсутствующей в СНиП), включающей 7 районов со скоростями ветра от 4,0 до 30,0 м/с.

Авторы предложенного районирования замечают, что приведенные значения толщины стенки и плотности гололеда условны и не являются наибольшими для данной местности. Однако гололедная нагрузка, вычисленная с использованием значений b и ρ, показанных на картах, будет максимальной.

Очевидно, что предложенное районирование более дифференцированно (с большим числом районов), комплексно (с большим набором показателей) и более обоснованно (с увеличенными нормативными толщинами стенки гололеда) нормирует фактические гололедно-ветровые нагрузки для территории Украины.

Для удобства сбора нагрузок на провода ВЛ построены также карты районирования территории Украины по распределенным нагрузкам на провод от веса гололеда и от ветра при гололеде (по 9 районов с нагрузками от 4,0 до 36,0 Н/м) [1]. Диаметр провода принимался равным 30 мм, поскольку этот диаметр рекомендован МЭК в качестве эталонного как наиболее распространенный при сооружении ВЛ.

Перспективным представляется также опыт ДонГАСА по гололедно-ветровому микрорайонированию отдельно взятой Донецкой области [3].

Представление гололедных нагрузок в ДБН

В нормах Украины [5] обоснованно введен термин «Гололедно-ветровые нагрузки», поскольку эти воздействия предлагается учитывать как совокупность веса гололедных отложений и нормального давления ветра на покрытые гололедом элементы. Гололедно-ветровая нагрузка является эпизодической, для каждой составляющей которой (гололедных отложений и ветра), в соответствии с принятой в ДБН [5] общей концепцией, установлены предельные расчетные значения.

Предельное расчетное значение веса гололедных отложений определяется по формуле

$$G_m = G_e \gamma_{fm}, \tag{8.3}$$

где γ_{fm} — коэффициент надежности по предельному значению веса гололедных отложений, определяемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости T по *табл. 8.7*, промежуточные значения коэффициента γ_{fm} следует определять линейной интерполяцией;

Таблица 8.7

T, лет	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,46	0,63	0,72	0,84	0,95	1,00	1,08	1,16	1,25	1,32	1,42	1,53

G_e — характеристическое значение веса гололедных отложений, определяемое аналогично нормативному значению по СНиП 2.01.07-85 [17] по формуле (8.1) для линейной гололедной нагрузки и по формуле (8.2) для поверхностной гололедной нагрузки.

В указанных формулах, в отличие от норм [17], фигурирует характеристическое значение толщины стенки гололеда b_0, превышаемое в среднем один раз в 50 лет, которое определяется в зависимости от гололедного района по карте или по специальному приложению к ДБН, где приведены значения b_0 для 164 населенных пунктов Украины. Для территории Украины предложено новое гололедное районирование, заметно отличающееся от действующего до настоящего времени, предусматривающее 4 района со значительно большими, чем ранее, толщинами стенки гололеда в интервале 15…30 мм.

Учет высоты над поверхностью земли и диаметров элементов кругового очертания выполняется аналогично СНиП (см. *табл. 8.3, 8.4, 8.5*).

Предельное расчетное значение нормального давления ветра на покрытые гололедом элементы определяется по формуле

$$W_g = W_B \gamma_{fw}, \tag{8.4}$$

где γ_{fw} — коэффициент надежности по предельному значению нормального давления ветра на покрытые гололедом элементы, определяемый в зависимости от заданного среднего периода повторяемости T по *табл. 8.8*, при

этом промежуточные значения коэффициента γ_{fw} определяются линейной интерполяцией;

Таблица 8.8

T, лет	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,45	0,61	0,71	0,83	0,95	1,00	1,08	1,16	1,26	1,33	1,43	1,53

W_B – характеристическое значение нормального давления ветра на покрытые гололедом элементы на высоте 10 м над поверхностью земли, превышаемое один раз в 50 лет, которое принимается в зависимости от ветрового района при гололеде по карте или по приложению к ДБН, где приведены значения W_B для 164 населенных пунктов Украины. Для горных районов Карпат и Крыма данные о ветровом давлении при гололеде рекомендуется принимать на основании специальных наблюдений.

Давление ветра на покрытые гололедом элементы рекомендуется определять по общей методике ДБН (см. раздел **7**), заменяя W_0 на W_B и принимая при этом коэффициенты C_{rel}=1, C_{dir}=1 и C_d=1.

При определении коэффициента γ_{fw} средний период повторяемости T для объектов массового строительства допускается принимать равным установленному сроку эксплуатации конструкции T_{ef}. Для уникальных и особо ответственных объектов, для которых техническим заданием установлена вероятность P непревышения (обеспеченность) предельного расчетного значения гололедно-ветровой нагрузки на протяжении установленного срока службы, средний период повторяемости предельного расчетного значения гололедно-ветровой нагрузки корректируется путем умножения на коэффициент K_p, зависящий от вероятности P (*табл. 8.9*):

$$T = T_{ef} K_p \tag{8.5}$$

Таблица 8.9

P	0,37	0,5	0,6	0,8	0,85	0,9	0,95	0,99
K_p	1,00	1,44	1,95	4,48	6,15	9,50	19,50	99,50

В проект ДБН перенесена из СНиП проверенная практикой эксплуатации рекомендация о том, что при определении ветровых нагрузок на элементы сооружений, расположенных на высоте более 100 м над поверхностью земли, диаметр обледенелых проводов и тросов, установленный с учетом толщины стенки гололеда, необходимо умножать на 1,5. Аналогичными остались также нормативы температуры воздуха при гололеде.

Подводя итог изложенному, подчеркнем, что концептуальными изменениями, внесенными в проект ДБН по сравнению со СНиП, являются учет периода повторяемости гололедно-ветровых нагрузок и самостоятельное географическое районирование ветровой нагрузки при гололеде.

8.3. Расчет гололедно-ветровых нагрузок по результатам наблюдений

Определение нагрузок от гололеда на круглоцилиндрические элементы

Величина гололедной нагрузки на различные конструкции рассчитывается по весу отложений на метр провода гололедного станка. Для его определения в большинстве стран используется основной климатический норматив b – толщина стенки гололеда наибольшей плотности. В практике наблюдений и последующего вычисления нагрузки от гололеда встречаются следующие основные случаи.

1-й вариант – известна толщина стенки b, отложение гололеда на проводе имеет форму кругового цилиндра. Это наиболее распространенный на практике случай, для него объем гололедного отложения равен разности между объемом всего гололедного цилиндра вместе с проводом и объемом провода. Тогда вес гололеда на проводе определится как

$$P = \frac{\pi}{4}\left(D^2 - d^2\right)\rho g l , \qquad (8.6)$$

где D – диаметр гололедного отложения вместе с диаметром провода d;

ρ – плотность отложения;

g – ускорение свободного падения;

l – длина провода.

При подстановке соотношения $D = 2b + d$, где b – толщина стенки гололеда, выражение (8.6) запишется в виде

$$P = \pi b\left(b + d\right)\rho g l . \qquad (8.7)$$

При расчете гололедных нагрузок в качестве параметра ρ принимается максимальная возможная плотность отложений, к которой приводится толщина стенки гололеда. В действующих нормах СНиП [17] эта величина принимается равной ρ = 0,9 г/см^3. Для сравнения укажем, что в Швеции этот норматив составляет ρ = 0,75 г/см^3, в США, Канаде, Англии и Италии – ρ = 0,92 г/см^3 [6].

При расчете гололедной нагрузки на провода, имеющие другой диаметр и другую высоту подвеса, величина b умножается на соответствующие коэффициенты, обозначенные М.В. Завариной как K_{b_d} и K_{b_h}. В действующем СНиП эти коэффициенты обозначены как μ_1 и k, и после подстановки их в формулу (8.7) она приобретает вид формулы (8.1), приведенной в нормах [17]. При определении нормативной стенки гололеда для провода диаметром

10 мм на высоте 10 м в действующих нормах произведение этих коэффициентов было принято равным $K_{b_d} K_{b_h} = 1{,}5$.

2-й вариант – на метеорологической станции измерена масса гололеда. Из выражения (8.7) можно получить значение b :

$$b = \sqrt{\frac{P}{l\pi\rho g} + \frac{d^2}{4}} - \frac{d}{2}. \tag{8.8}$$

Подставив измеренную массу гололеда и диаметр провода в эту формулу, можно определить приведенную толщину стенки гололеда b .

3-й вариант – гололедное отложение имеет в сечении форму эллипса, для которого измерены большой (a) и малый (c) диаметры. Заменяя в формуле (8.1) D^2 на ac , приводим эллиптический цилиндр такого отложения к круговому и получаем для веса гололеда на проводе:

$$P = \frac{\pi}{4}\left(ac - d^2\right)\rho' g l , \tag{8.9}$$

где ρ' – плотность наблюдавшегося отложения, которая зависит от вида отложений.

С учетом этого соотношения формула (8.8) для определения приведенной толщины стенки запишется как

$$b_n = \frac{1}{2}\left[\sqrt{\left(ac - d^2\right)\frac{\rho'}{\rho} + d^2} - d\right]. \tag{8.10}$$

Приведенные формулы (8.6)…(8.10) позволяют оценить величины нагрузки на провода при различной форме и полноте исходной информации о гололедных отложениях.

Возможные погрешности определения гололедных нагрузок по результатам наблюдений

А. Неточность определения плотности отложений. Поскольку плотность гололедно-изморозевых отложений изменяется в зависимости от физико-географических условий, принятие ее в виде постоянной величины может привести к ошибкам в оценке приведенной толщины стенки гололеда и нагрузок на конструкции. Например, по данным, которые приводит в своей книге М.В.Заварина [6], средняя плотность гололеда в равнинной части Средней Азии и Казахстана – 0,5…0,8 г/см^3, на южном склоне горного хребта – 0,63 г/см^3, плотность зернистой изморози составляет 0,15…0,31 г/см^3, в отдельных случаях – выше 0,7 г/см^3.

В монографии [1] приводятся средние значения плотности гололеда по данным 203 метеостанций Украины, которые находятся в широких пределах 0,035…0,90 г/см^3.

Натурные измерения показали, что плотность отложений возрастает с увеличением диаметра обледеневшего провода. Так, по данным Ново-Пятигорской гололедной станции [6] при увеличении диаметра провода с 5 до 10…48 мм плотность осадка увеличивается соответственно в 1,13…1,60 раза (K_{b_d}).

Б. Неточность оценки коэффициента K_{b_d} . Зависимость гололедной нагрузки от диаметра провода оценивается как в форме коэффициента K_{b_d} , т.е. по соотношению толщины стенки гололеда на проводах различного диаметра, так и непосредственно по соотношению массы гололеда на проводах в форме коэффициента K_{P_d} . Эти коэффициенты являются переменными и существенно зависят от комплекса метеорологических факторов, определяющих образование гололеда в разных физико-географических районах.

Значения коэффициента K_{P_d} определяются процессом инерционного осаждения и замерзания капель воды на проводах разного диаметра, основными параметрами которого являются: скорость ветра, диаметр провода, водность тумана и продолжительность его существования, температура воздуха. Так, при водности 0,05…0,10 г/м^3, характерной для приземных туманов, и температуре воздуха ниже -2 °С при одном и том же диаметре провода коэффициент K_{P_d} увеличивается с возрастанием скорости ветра более чем в 2 раза. Еще больший рост коэффициента K_{P_d} происходит при увеличении водности до 0,15…0,20 г/м^3 [6].

По коэффициенту K_{P_d} легко определяется коэффициент K_{b_d} для пересчета толщины стенки гололеда с провода диаметром 10 мм на провода других диаметров, значения которого приводятся в *табл. 8.10.*

Таблица 8.10

d , мм	Значения коэффициента K_{b_d} при скорости ветра, м/с			
	≤ 10	>10	≤ 10	> 10
	$-1°C \geq t \geq -2°C$		$t < -2°C$	
5	1,0	1,1	1,0	1,1
20	0,9	1,1	0,9	1,0
30	0,8	1,1	0,8	0,9
50	0,5	0,8	0,5	0,7
70	0,3	0,6	0,3	0,6

Следует отметить, что усредненные значения коэффициента K_{b_d} , согласующиеся с величинами данной таблицы, включены в предыдущий и действующий варианты норм проектирования СНиП 2.01.07 – 85 Нагрузки и воздействия [17] в виде коэффициента μ_1 (см. *табл. 8.5*).

В. Погрешность определения коэффициента K_{b_h}. Коэффициент K_{b_h}, учитывающий связь толщины стенки гололеда с высотой, зависит от местных физико-географических условий, изменения скорости ветра с высотой, водности и размеров капель тумана. Этот коэффициент, обозначенный k, включен в нормы в виде таблицы значений 0,8…2,0 для высот 5…100 м. Имеются сведения, что значения данного коэффициента могут отличаться от нормативных величин.

Наибольшее число измерений массы и размеров отложений имеется до высоты 10…12 м. Это дало возможность достаточно достоверно определить коэффициенты пересчета с высоты станка 2 м на высоту 10 м, которые могут заметно отличаться от принятой величины 1,5. Оказалось, что при большой толщине отложений – 20 мм и более – коэффициент K_{b_h} меньше 1,5, а в остальных случаях, особенно при больших скоростях ветра – 12…16 м/с и более, он достигает 1,6…2,50 [6].

Г. Влияние закручивания провода. В отличие от гололедного станка небольшой длины, провода ВЛ имеют значительную свободную длину между опорами и могут закручиваться в процессе эксплуатации. Возрастание гололедной нагрузки при этом оценивается коэффициентом K_{P_3}, равным отношению массы гололеда на закручивающемся и жестко закрепленном проводах. Этот коэффициент зависит от величины гололедных нагрузок: при небольших нагрузках (до 5,0…6,0 Н/м) он растет, с увеличением нагрузки значения этого коэффициента уменьшаются. При оценке влияния закручивания провода применительно к толщине приведенной стенки цилиндрического гололеда (в виде коэффициента K_{b_3}) получено, что при изменении толщины стенки от 1 до 5...7 мм коэффициент K_{b_3} возрастает от 1,0 до 1,6, а при b = 15 мм значение его снижается до 1,2. С уменьшением диаметра провода максимум данного коэффициента сдвигается в сторону больших нагрузок.

Д. Влияние электрического напряжения в проводах ВЛ электропередачи. Наличие электрического поля провода приводит к увеличению гололедной нагрузки, которое оценивается через погрешность $K_{P_Э} = P_Э / P$, значения которой изменяются от 1,25 до 1,40 в зависимости от района гололедности, диаметра провода и величины напряжения. Коэффициент $K_{P_Э}$ нелинейно зависит от массы гололеда: при малых значениях массы он быстро растет, а при увеличении гололедной массы начиная с нагрузок 8,0…10,0 Н/м – уменьшается.

Определение ветровых нагрузок при гололеде

А. Определение согласно СНиП [17]. Нормативная ветровая нагрузка при гололеде (на 1м обледеневшего провода) должна определяться по формуле

$$q_w^n = w'_m A, \tag{8.11}$$

где w'_m – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на соответствующей высоте над поверхностью земли (см. раздел 7), при определении которого нормативное значение ветрового давления w'_0 принимается равным 25% полного нормативного давления ветра;

A – площадь осевого сечения обледеневшего провода, перпендикулярного направлению ветра, равная

$$A = Dl = (2b + d)\, l, \tag{8.12}$$

где D – диаметр обледеневшего провода;

l – длина провода (1м);

d – диаметр провода;

b – нормативная толщина стенки гололеда согласно СНиП (см. п. 8.2).

Б. Учет толщины стенки гололеда. В общем случае по результатам измерений гололедного отложения на стержне гололедного станка для каждого случая вычисляется эквивалентная толщина стенки гололеда исходя из условия равенства площадей эллипса и круга:

$$b = 0{,}5\left[\sqrt{(a + d)(c + d)} - d\right], \tag{8.13}$$

где a, c – большой и малый диаметры отложения;

d = 5 мм – диаметр стержня гололедного станка.

В реальных условиях наветренная площадь обледеневшего провода может увеличиться в несколько раз по сравнению с площадью чистого провода, вследствие чего соответственно возрастает ветровая нагрузка на провод. Учитывая, что гололед может откладываться на проводе несимметрично и под воздействием ветра обледеневший провод закручивается, уместным будет площадь осевого сечения провода определять не по одному из диаметров отложения, а по среднему геометрическому значению $D = \sqrt{ac}$.

Тогда для ветровой нагрузки на обледеневший провод (Н/м) диаметром 10 мм, находящийся на высоте 10 м, вместо общей формулы (8.11) можно использовать следующее выражение:

$$q_w^n = 1{,}5v^2\sqrt{ac}, \tag{8.14}$$

где а, с – диаметры гололедно-изморозевого отложения на гололедном станке;

v – наблюдавшаяся во время этого отложения скорость ветра, принимаемая в СНиП равной половине скорости ветра v_0, которая учитывается при нормировании ветровой нагрузки (см. раздел 8).

В формуле (8.14) аэродинамический коэффициент принимался равным 1,2, коэффициент пересчета массы гололеда с провода гололедного станка (d = 5 мм, h = 2 м) равен среднему значению $K_{D_{dh}} = 2{,}0$.

Имеются сведения, что при определении площади осевого сечения по нормативной толщине стенки гололеда, т.е. по формуле (8.12), ветровая нагрузка при гололеде несколько занижается. Величину этого занижения можно оценить по формуле

$$K_S = \frac{\sqrt{ac}}{2b + d}. \qquad (8.15)$$

М.В. Заварина рассчитала значения этого коэффициента для различных видов гололедно-изморозевых отложений, полученные величины приведены в *табл. 8.11*.

Таблица 8.11

Территория	Число станций	Вид отложения	Плотность ρ, г/см^3	K_S
Белоруссия	34	Гололед	0,75	1,08
		Смесь	0,20	1,89
		Изморозь	0,16	2,50
Киргизия	36	Смесь	0,28	2,20
		Мокрый снег	0,17	2,86
		Изморозь	0,15	2,67

Судя по значениям коэффициента K_S, приведенным в *табл. 8.11*, ветровая нагрузка при гололедно-изморозевых отложениях, рассчитанная по размерам a и c, во всех случаях выше расчетной нагрузки, определенной по толщине стенки, приведенной к плотности ρ = 0,9 г/см^3: для гололеда – на 8%, для различных видов отложений – в 2,0…2,8 раза, в отдельных случаях (не указанных в таблице) – в 5…6 раз.

Данный фактор становится еще более весомым на больших высотах, поэтому, как указано в п.8.2, в нормах предписывается увеличивать в 1,5 раза диаметр обледенелых проводов, установленный по толщине нормативной стенки гололеда, при расчете ветровых нагрузок на элементы сооружений, расположенные на высотах более 100 м [5, 17].

Суммарная нагрузка на провода. Результирующая расчетная линейная гололедно-ветровая нагрузка R на провода ВЛ определяется как геометрическая сумма вертикальной нагрузки от веса провода с гололедом и горизонтальной ветровой нагрузки:

$$R = \sqrt{\left(p\gamma_{f1} + i\gamma_{f2}\right)^2 + \left(q_w^n \gamma_{f3}\right)^2}, \qquad (8.16)$$

где p – погонный вес провода;

i – нормативная линейная гололедная нагрузка, определяемая по формуле (8.1);

$\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}$ – соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке.

В нормах проектирования [5, 17] обе указанные составляющие гололедно-ветровой нагрузки определяются независимо друг от друга и вопросы их сочетания не рассматриваются. Очевидно, что определенная таким образом

суммарная нагрузка отличается от фактической нагрузки, которая является результатом одновременного действия гололедной и ветровой нагрузок.

С учетом этой особенности гололедно-ветровых нагрузок разработаны рекомендации по определению вероятностных значений таких нагрузок на провода ВЛ, имеющих различную обеспеченность [6]. Кроме того, для отдельных районов СНГ со специфическими географо-климатическими особенностями СНиП допускают оценивать гололедно-ветровые нагрузки по фактическим данным.

8.4. Особенности гололедных нагрузок на элементы и сооружения

Гололедные нагрузки на различные элементы конструкций

Нормы проектирования различных лет издания [5, 17] предписывают учитывать гололедную нагрузку на элементы кругового сечения большого диаметра (больше 70 мм) и элементы, отличающиеся от круговых, в зависимости от толщины стенки гололеда и коэффициента охвата. Этот коэффициент, представляющий собой отношение покрытой гололедом площади поверхности элемента ко всей его поверхности, принимается в нормах равным 0,6 независимо от формы и размеров элемента. Таким образом, нагрузка на единицу поверхности элементов сооружений получается зависящей только от района гололедности. Между тем, фактические гололедные нагрузки на элементы могут существенно отличаться от расчетных значений.

Круглоцилиндрические элементы большого диаметра. Экспериментальные наблюдения на телевизионной башне в Останкино выявили разницу нагрузок от гололеда на 1 м^2 круглоцилиндрической антенны диаметром 5 м (на высоте 385 м) и диаметром 0,9 м (на высоте 503 м). При этом коэффициент охвата уменьшается с 0,6 при диаметре 0,9 м до 0,2 при диаметре 5 м.

Различие гололедной нагрузки на элементы различной формы и размеров оценивается поправочным коэффициентом $K_S = P/P_d$, где P – гололедная нагрузка на 1 м^2 поверхности элемента, P_d – вес отложения на 1 м провода диаметром d. В *табл. 8.12* приведены значения этого коэффициента для цилиндрических элементов, существенно зависящие от диаметра и скорости ветра. Здесь сравнение производилось с нагрузками на провод диаметром 10 мм (P_{10}). Значения коэффициентов K_S для круглых цилиндров диаметром 100 и 200 мм хорошо согласуются с данными наблюдений на телевизионной башне в Останкино.

Таблица 8.12

D, см	v, м/с			D, см	v, м/с		
	8<	8…16	>16		8<	8…16	>16
Круглый цилиндр				Круглый диск			
25	1,02	1,78	4,25	25	1,28	6,52	12,46
50	0,18	0,37	1,28	50	0,24	1,87	6,60
100	0,14	0,32	1,03	100	0,09	0,53	3,00
200	0,08	0,26	0,80	200	0,05	0,31	1,65
Плоская пластина				Шар			
25	1,82	5,88	16,00	25	0,43	1,45	2,65
50	0,95	2,80	6,70	50	0,08	0,33	0,82
100	0,28	0,67	1,20	100	90,05	0,22	0,58
200	0,06	0,12	0,18	200	0,03	0,12	0,30

Элементы произвольной формы. В отличие от круглоцилиндрических элементов, наблюдения над обледенением элементов других форм обычно ограничиваются качественной оценкой формы и структуры образующегося отложения. Поэтому перспективной является аппроксимация процесса гололедообразования с помощью модели инерционного осаждения переохлажденного водного аэрозоля на препятствия. Такой подход позволяет установить, как изменяется гололедная нагрузка при переходе от провода к телам нецилиндрической формы. Эти изменения, оцениваемые коэффициентом K_S, зависят от размеров и формы сравниваемых тел, водности и микроструктуры капель облака или тумана, в которых происходит гололедообразование.

Значения K_S, вычисленные для некоторых тел простой формы (плоская пластина, круглый диск и шар) с характерными размерами от 25 до 200 мм, представлены в *табл. 8.12*. Из таблицы видно, что интенсивность роста гололеда на всех рассматриваемых элементах быстро уменьшается с ростом их размеров и снижением скорости ветра, поскольку при этом резко уменьшается эффективность инерционного осаждения. Наиболее интенсивное уменьшение происходит на плоской пластине и круглом диске. Для элементов размером более 25 см при скорости ветра менее 8 м/с гололедная нагрузка значительно меньше нагрузки на провод.

Гололедные нагрузки на высотные сооружения

Существующие нормативы по гололедным нагрузкам на высотные сооружения для уровней 200, 300 и 400 м над поверхностью земли являются достаточно ориентировочными. Они базируются на ограниченных по объему *непосредственных измерениях* гололеда на метеорологической мачте в Обнинске (на высотах до 300 м) и телевизионной башне в Останкино (Москва, до уровня 500 м). Имеющиеся экспериментальные наземные

данные о гололеде нельзя экстраполировать на сооружения высотой более 100 м, поскольку процессы образования отложений в приземных туманах и низкой облачности протекают независимо друг от друга.

Поэтому для определения возможных гололедных нагрузок на высотные сооружения применяются *косвенные методы,* которые используют данные наблюдений за облачностью и температурно-ветровыми условиями на стандартных аэрологических уровнях в периоды, во время которых развиваются гололедно-изморозевые процессы. При этом используется модель инерционного осаждения водного аэрозоля, и гололедная нагрузка определяется как масса влаги, которая оседает на элементе сооружения и превращается в лед.

Для выполнения этих расчетов необходимы следующие данные:

- количество облаков, причем учитывается облачность в количестве не менее 8 баллов (без просветов) при температуре ниже 0 °С;
- средняя скорость ветра за период нарастания водности облаков, определяемая по данным аэрологических измерений;
- водность облаков различных форм, получаемая по данным самолетного зондирования атмосферы;
- продолжительность нарастания отложения.

В реальных условиях процессы нарастания и испарения (таяния) отложений непрерывно чередуются. Поэтому последовательность изменения нагрузки от отложения за весь гололедный период выражается следующей очевидной формулой:

$$\sum_{i=1}^{k} P_i - \sum_{j=1}^{s} p_j = 0\,, \qquad (8.17)$$

где P – гололедная нагрузка, образующаяся за время нарастания;

p – нагрузка от испаряющегося льда;

$i = 1..k$ – порядковые номера стадий роста;

$j = 1..s$ – порядковые номера стадий испарения.

Поэтому для правильной оценки гололедных нагрузок на высотные сооружения необходимо знать как интенсивность нарастания льда, так и скорость его испарения (таяния). Последняя достаточно сложно зависит от формы и площади поверхности испарения, плотности и структуры льда, температуры и влажности воздуха, солнечной радиации и т.п. Осредненное значение скорости испарения, по данным наблюдений на мачте в Обнинске, получилось равным 15 г/ч с одного погонного метра. Умножив скорость испарения на время отсутствия облаков, можно получить массу испарившегося льда.

Измерения гололеда на мачте в Обнинске показали достаточную точность расчетов по изложенной методике: относительная погрешность определения вероятностных значений массы отложений не превышает 15…19%, а при учете изменения и формы отложения погрешность уменьшается до 5…10%.

8.5. Вероятностное описание гололедных нагрузок

Исходные данные

Последние 40 – 45 лет на метеорологических станциях СССР-СНГ систематически определяется масса гололеда на погонный метр гололедного станка, которая затем пересчитывается на нормативную толщину стенки гололеда. На территории Украины регулярные гололедно-ветровые измерения проводят более 200 метеорологических станций и более 500 метеорологических постов, а также гололедные посты на подстанциях ВЛ электропередач. Сбор информации о гололеде проводится также на высотных сооружениях, в частности на Останкинской телевизионной башне в Москве и метеорологической мачте в Обнинске (Россия).

Определенный вклад в сбор данных о гололедно-ветровых нагрузках, особенно на высотные сооружения, вносят аэрологические измерения. Для сведения читателя сообщим, что в настоящее время в Украине работают 9 аэрологических станций, которые расположены так, что практически полностью накрывают ее территорию. С помощью радиозондирования выполняются регулярные измерения температуры и влажности воздуха, а также скорости ветра на разных высотах, определяющие условия образования гололедно-изморозевых отложений [12]. Как показано выше, эти данные позволяют рассчитать возможные величины гололедных нагрузок на конструкции большой высоты.

Информация о гололедно-изморозевых отложениях опубликована в Справочнике по климату [18], метеорологических ежегодниках и ежемесячниках, изданиях по климату СНГ, Украины [9] и отдельных регионов (например, [8]), в различных справочных изданиях и книгах [1, 7, 10]. Следует отметить, что основная часть опубликованных данных по гололеду относится ко второй половине прошлого столетия, а получение данных за последние 10…15 по ряду причин затруднено.

Стохастические особенности гололедных нагрузок для территории Украины

А. Максимальные значения гололедных нагрузок. Общее представление о характере статистических распределений максимумов гололедных отложений для Украины дают материалы монографии Р.И. Кинаша и А.М. Бурнаева [7], где приводятся результаты наблюдений за стихийными гидрометеорологическими явлениями за 1975…2000 гг. на 223 метеостанциях и 570 метеопостах Украины. Здесь применительно к гололеду учету подлежали относительно опасные случаи, когда диаметр отложений достигал и превышал 20 мм.

Такие отложения, по данным авторов, отмечены на 27 метеостанциях. Частотные распределения параметров гололедных отложений, приведенные на *рис. 8.10*, имеют экспоненциальный характер.

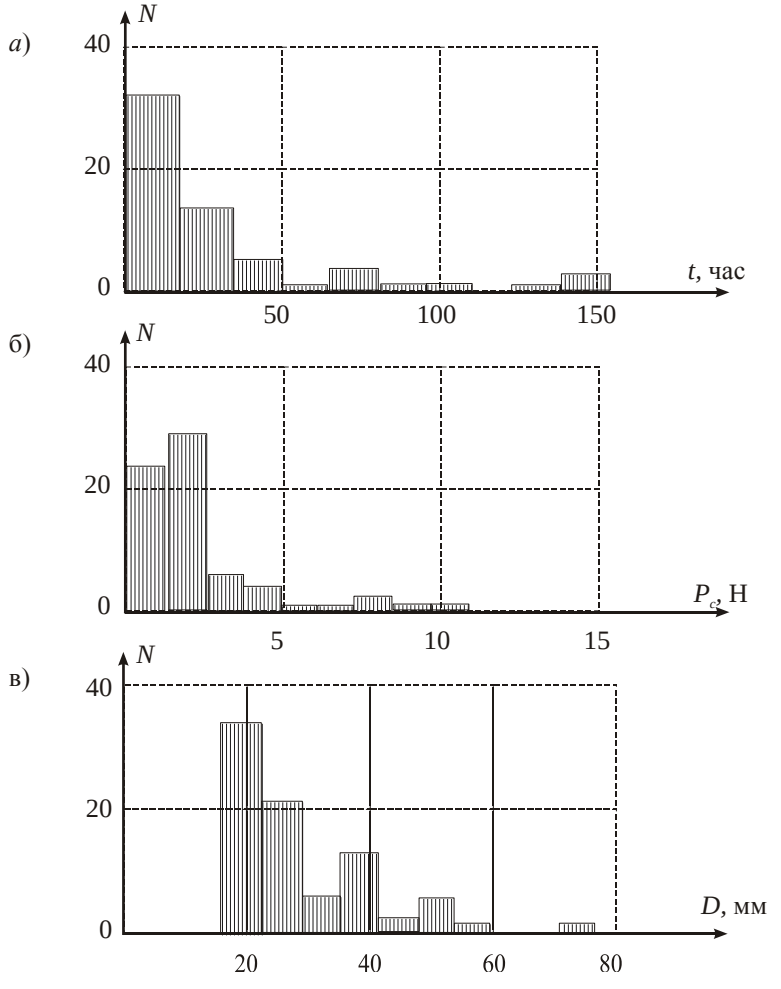


Рис. 8.10. Частотные распределения параметра гололеда для территории Украины (N – число наблюдений): *а* – продолжительность; *б* – вес; *в* – диаметр

Основные статистические характеристики гололедных максимумов, проиллюстрированные на *рис. 8.10*, приведены в *табл. 8.13*.

Таблица 8.13

Характеристика	Обозначение размерность	Значение		Медиана	Среднее значение
		Минимальное	Максимальное		
Продолжительность	t, ч	3	156	21,5	36,4
Вес	P_c, Н	0	12,0	2,0	2,7
Диаметр	D, мм	17	75	26	31,6

Б. Региональные особенности гололедно-ветровых воздействий. Довольно представительная статистическая информация по этим воздействиям содержится в книгах, посвященных климату отдельных регионов. Приведем здесь из одной из них [8] вероятностные параметры гололедно-ветровых воздействий для Полтавы, выбор которой отражает личные пристрастия автора данного раздела. Кроме того, гололедный климат Полтавы, расположенной в центральной части Украины и относящейся к III району по толщине стенки гололеда по СНиП [17], можно считать характерным для большой части территории СНГ и Украины. Период гололедно-ветровых наблюдений, результаты которых рассматриваются ниже, составляет 30…40 лет (1936…1979 гг.).

В Полтаве среднее число дней с гололедом за год составляет 21, наибольшее – 45. Статистические данные по диаметру гололедного отложения с учетом диаметра провода гололедного станка, равного 5 мм, приведены на *рис. 8.11,а*. Наиболее часто (79%) повторяется гололед небольшого диаметра (до 9 мм), большой диаметр (более 20 мм) – явление довольно редкое (3%). Время нарастания гололеда в большинстве случаев (86%) не превышает 12 ч, длительность сохранения – 24 ч. Гололед наблюдается при температуре от –10° до 0°С, чаще всего (88%) – при температуре –5°…0°С.

Изморозь откладывается в среднем 17 дней в году при стандарте продолжительности 9 дней. Судя по статистическим данным, приведенным на *рис. 8.11,а*, средний диаметр и стандарт диаметра изморозевых отложений в 1,5…2,0 раза больше, чем аналогичные параметры гололеда. Характерно то, что преобладают (75%) отложения небольших диаметров (до 5 мм). Диаметры отложений 35 мм и более отлагаются довольно редко (1%). Изморозь нарастает и сохраняется по времени аналогично гололеду – наибольшую повторяемость (84%) имеет продолжительность 12 ч и менее, время сохранения – до 24 ч (89%). Отложения изморози наблюдаются при температуре от –20° до 0°С, чаще всего (75%) – при температуре –10°…0°С.

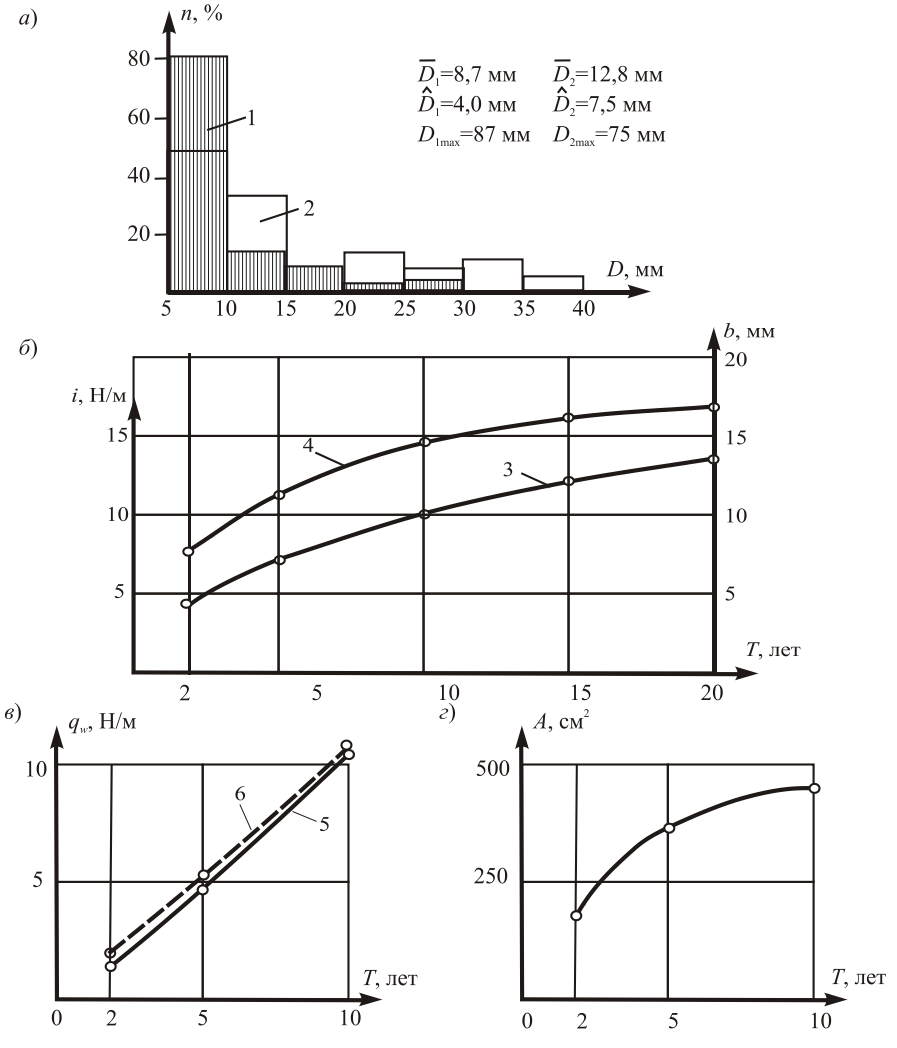


Рис. 8.11. Параметры гололедно-ветрового воздействия (Полтава)
а – повторяемость отложений (1 – гололедных, 2 – изморозевых); *б* – связь параметров гололеда с периодом повторяемости (3 – нагрузка на провод, 4 – нормативная толщина стенки гололеда); *в* – ветровая нагрузка на провод (5 – при максимальном отложении, 6 – при максимальной скорости ветра); *г* – площадь сечения обледенения

Необходимые при проектировании ВЛ и различных высотных сооружений рассчитанные гололедные и ветровые нагрузки при гололеде представлены на *рис. 8.11, б, в, г*. Расчет производился для диаметра провода 10 мм и высоты подвеса 10 м для периода повторяемости 2, 5, 10, 15 и 20 лет.

Приведенные данные позволяют с полным основанием судить о характере, особенностях, фактических и прогнозируемых величинах голо-

ледно-ветровых воздействий в рассматриваемом регионе, а также составить качественную картину этих воздействий в целом.

Гололедно-ветровые нагрузки на ВЛ электросетей

Обширные статистические и расчетные данные по силовым воздействиям от гололеда и ветра при гололеде, имеющим разные периоды повторения, на провода различного диаметра впервые собраны в справочном пособии [10], которое представляет собой сборник из 203 таблиц, относящихся к метеостанциям Украины. Авторы настоящей книги считают это издание уникальным по своей полноте и хотят поэтому привлечь внимание читателя к содержанию и форме подачи в нем информации по гололедным нагрузкам. Для этого приводим образец одной из таблиц пособия [10], которая разделяется на две части — климатические данные и нагрузки (*табл. 8.14,а* и *8.14,б*).



Рис. 8.12. Гололед на проводах и опоре ВЛ

Источником первичной информации для составления таблиц служили «Справочники по климату СССР» и метеорологические ежегодники, издан-

ные Комитетом по гидрометеорологии. Использовались данные многолетних наблюдений на метеорологических станциях Украины, начиная с 1951-53 гг. по 1991 г. Расчеты выполнены согласно рекомендациям для воздушных линий, разработанным Международной Электротехнической Комиссией (МЭК). Значения климатических воздействий и нагрузок определены для высоты 10 м над поверхностью земли и диаметра провода 10 мм.

Таблица 8.14, *а*

Область: Донецкая				Метеостанция: Мариуполь				
Географ. координаты: X=47,01; Y=37,31				Высота над уровнем моря: 68,0				
Коэффициенты микрорельефа: $Д_p = 2{,}20$; $Д_q = 1{,}70$; $Д_v = 1{,}30$								
Значения климатических воздействий								
Параметр	Макс. значен.	V	Период повторяемости T, лет					
			10	15	25	50	150	500
1. Режим максимального веса гололеда								
P, Н/м	23,2	0,87	12,5	14,4	16,7	19,9	24,8	30,2
Q_p, Н/м	29,2	0,99	12,0	14,1	16,7	20,1	25,6	31,5
v_p, м/с	24,0	0,57	18,8	20,9	23,6	27,2	32,9	39,0
2. Режим максимального давления ветра при гололеде								
Q, Н/м	29,2	0,67	12,6	14,6	17,1	20,4	25,7	31,4
P_q, Н/м	23,2	1,27	10,4	12,2	14,5	17,5	22,3	27,5
v_q, м/с	24,0	0,26	20,4	21,9	23,7	26,1	29,9	34,0
3. Режим максимального ветра								
v, м/с	36,0	0,32	33,1	35,8	39,2	43,7	50,7	58,4

Нагрузки на провода определены для периодов повторяемости 10, 15, 25, 50, 150 и 500 лет; для диаметров 10, 20, 30 и 50 мм.

Гололедно-ветровые нагрузки разной повторяемости

В описании максимальных значений гололедных нагрузок, как и других атмосферных воздействий, довольно широкое распространение получило экстремальное распределение Гумбеля (называемое также распределением I типа) – двойное экспоненциальное распределение, имеющее интегральную и дифференциальную функции вида

$$F(x) = \exp[-\exp(-y)], \tag{8.18}$$

$$f(x) = \alpha_n \exp(-y)\exp[-\exp(-y)]. \tag{8.19}$$

Здесь $y = \alpha_n(x - u_n)$ – нормированное уклонение аргумента от моды;

$u_n = \bar{x}_n - 0{,}45005\ \hat{x}_n$ – характеристический экстремум;

$\alpha_n = \pi/(\sqrt{6}\hat{x}_n)$ – экстремальная интенсивность;

$\bar{x}_n, \hat{x}_n$ – соответственно выборочные среднее и стандарт совокупности нагрузок объемом n членов.

Таблица 8.14, *б*

Нагрузки для расчета воздушных линий							
Вид нагрузки, Н/м	d, мм	Период повторяемости, T, лет					
		10	15	25	50	150	500
Вес гололеда для расчета габаритов и весовых нагрузок на конструкции опор	10	12,5	14,4	16,7	19,9	24,8	30,2
	20	14,7	16,7	19,0	22,2	27,0	32.2
	30	16,2	18,1	20,5	23,5	28,2	33,1
	50	20,1	22,3	24,9	28,3	33.3	38.4
Ветровая нагрузка	10	7,7	8,9	10,6	13,2	17,8	23,7
	20	14,2	16,3	19,5	14,2	32,7	43,4
	30	21,3	24,4	29,2	36,3	49,0	65,1
	50	35,5	40,7	48,7	60,5	81,7	108,5
Ветровая нагрузка при гололеде	10	16,6	19,2	22,5	27,0	33,9	41,5
	20	19,5	22,6	26,5	31,8	40,3	50,1
	30	22,4	25,9	30,3	36,5	46,7	58,5
	50	29,4	33,9	39,7	47,9	61,8	78,4
Вес гололеда для расчета результирующей нагрузки на провод	10	12,5	14,4	16,7	19,9	24,8	30,2
	20	14,7	16,7	19,0	22,2	27,0	32,2
	30	16,2	18,1	20,5	23,5	28,2	33,1
	50	20,1	22,3	24,9	28,3	33,3	38,4
Ветровая нагрузка при гололеде для расчета результирующей нагрузки на провод	10	15,8	18,6	22,0	26,6	33,8	41,6
	20	18,6	21,8	25,8	31,3	40,2	50,2
	30	21,4	25,0	29,6	35,9	46,5	58,7
	50	28,1	32,7	38,7	47,2	61,6	78,6

Обозначения в таблицах 8.14,*а* и 8.14,*б*:

d – диаметр провода;

V – коэффициент вариации параметра;

P – вес гололеда;

Q – давление ветра на обледенелый провод;

v – скорость ветра (при интервале осреднения 10 мин);

$Д_p, Д_q, Д_v$ – коэффициенты, которые учитывают влияние микрорельефа на интенсивность климатического влияния для расчета соответственно P, Q, v. Для приведения климатического параметра к базовой форме рельефа (ровному месту), его следует делить на соответствующий коэффициент.

Распределение Гумбеля обладает устойчивостью, т.е. оно не изменяется при возведении в N-ю степень, смещаясь вдоль оси абсцисс на величину $\ln N/\alpha_n$:

$$F^N(x) = \exp\left[-\exp\left(-y + \ln N\right)\right]. \qquad (8.20)$$

Это преимущество закона Гумбеля особенно ценно при экстраполяции экстремумов нагрузок (годичных, месячных и др.), в частности гололедных нагрузок, на более длительный срок. Заменяя в данной формуле, составленной для годичных максимумов нагрузки, параметр N на период повторяемости T, получаем значения климатических параметров для любого периода повторяемости

$$x_T = \frac{1}{\alpha_n}\left\{-\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right]\right\} + u_n. \qquad (8.21)$$

Эта формула была использована для получения значений упомянутых выше гололедно-ветровых воздействий и нагрузок на провода ВЛ, имеющих разный период повторяемости, которые приведены в справочном пособии [10].

Исследователи ДонГАСА (Е.В. Горохов, С.В. Турбин, Я.В. Назим) [1] успешно использовали распределение Гумбеля для экстраполяции климатических рядов на период, больший, чем продолжительность наблюдений, с наименьшими ошибками. Это тем более важно, что периоды гололедных наблюдений на метеостанциях составляют 35…40 лет, в то время как расчетные нагрузки на ВЛ и ОРУ должны определяться с повторяемостью 50…500 лет. С использованием выражения (8.21) обоснована шкала коэффициентов надежности по гололедной и ветровой при гололеде нагрузкам, общая для всей территории Украины, позволяющая определять расчетные значения нагрузок с периодом повторяемости 50, 150 и 500 лет (*табл. 8.15*).

Таблица 8.15

Вид нагрузки	Период повторяемости, лет								
	50			150			500		
	γ_{f50}	σ	V	γ_{f150}	σ	V	γ_{f500}	σ	V
Гололедная	1,47	0,052	0,035	1,77	0,084	0,047	2,08	0,117	0,056
Ветровая при гололеде	2,19	0,228	0,104	3,24	0,506	0,156	4,65	0,774	0,166
Примечание. Коэффициенты надежности вводятся к нормативной ветровой нагрузке, определенной для периода повторяемости 10 лет и скорости ветра с 2-минутным осреднением.									

Как видно из таблицы, несмотря на территориальную обобщенность коэффициентов надежности по гололедной нагрузке, их достоверность не вызывает сомнения, поскольку коэффициенты вариации этой нагрузки весьма невелики (0,047…0,056). Статистические расчеты показали, что коэффици-

енты надежности по ветровой нагрузке при гололеде не зависят от величины нагрузки, имеют относительно большие коэффициенты вариации (0,104…0,166) и значительно (в 1,5…2,0 раза) превышают соответствующие коэффициенты надежности по максимальной ветровой нагрузке. Это связано с тем, что ветровую нагрузку при гололеде определяет не только скорость ветра, но и аэродинамическое сопротивление обледеневшего провода и его наветренная площадь.

Модель годичных максимумов

А. Распределение годичных максимумов. Основная вероятностная модель, используемая для описания, прогнозирования и нормирования гололедных нагрузок, – это модель годичных максимумов гололедно-изморозевых отложений на гололедном станке. Многолетние исследования показали, что интегральная кривая распределения годичных максимумов массы гололеда (или толщины его стенки) также хорошо описывается распределением Вейбулла, которую климатологи называют функцией Гудрича, упрощенной Л.С. Гандиным [6]:

$$\varphi(x) = \exp\left[-(x/\beta)^{-\alpha}\right], \qquad (8.22)$$

где φ – вероятность (интегральная повторяемость) того, что масса гололеда (или толщина его стенки) на метр провода не превысит величину x;

α, β – параметры, зависящие от физико-географических и климатических условий местности, причем параметр β близок к среднему годичному максимуму, параметр α характеризует относительное рассеяние ряда годичных максимумов.

Функция (8.22) строится на специальной шкале, где по оси абсцисс откладывается билогарифм функции $\varphi - \lg\left[-\lg\varphi(x)\right]$, по оси ординат – логарифм переменной x (массы или веса отложения). Кривая, описываемая функцией (8.22), в этой шкале представляется прямой линией и легко экстраполируется (*рис. 8.11*). Эмпирические значения интегральных повторяемостей рассчитываются по формуле $m/(n+1)$, где n – число лет наблюдений, m – порядковый номер членов ряда годичных максимумов массы гололеда, расположенных в порядке возрастания. На *рис. 8.13* в качестве наглядного примера приведены данные по 15-летнему ряду гололедных наблюдений на одной из метеостанций европейской части России, где отчетливо видно хорошее соответствие опытных годичных максимумов массы гололеда прямолинейным графикам аппроксимирующей функции (8.22).

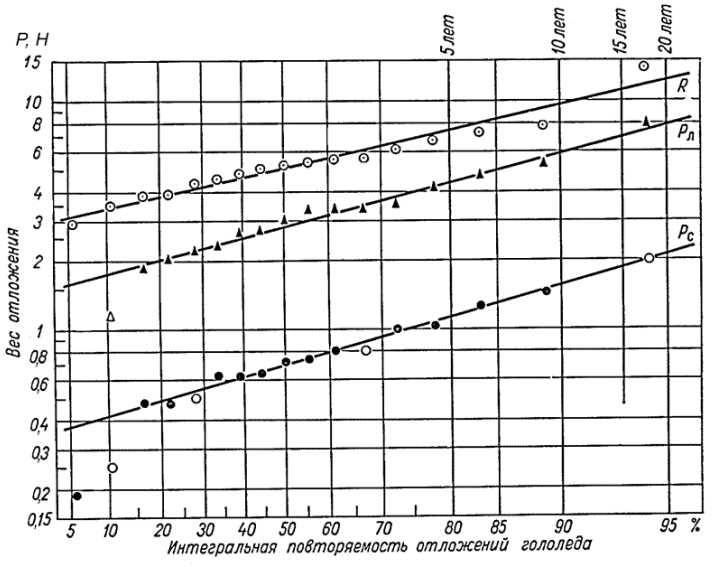


Рис. 8.13. Шкала для построения интегральных кривых распределения гололедных нагрузок: $P_с$ –гололедная нагрузка на гололедном станке; $P_Л$ – гололедная нагрузка на проводах ВЛ (d=10мм, h=10м); R – результирующая гололедно-ветровой нагрузки на проводах ВЛ (d=10 мм, h=10 м).

Вероятность превышения гололедной нагрузкой какого-либо значения годичного максимума P определяется как

$$F(P)=1-\varphi(P). \tag{8.23}$$

Экстремальный характер распределения годичных максимумов гололедной нагрузки позволяет легко связать функцию (8.23) с периодом повторения нагрузки P:

$$T=\frac{1}{F(P)}=\frac{1}{1-\varphi(P)}. \tag{8.24}$$

На графике выделены интегральные повторяемости, соответствующие периодам повторения 2, 5, 10 и 15 лет, на оси ординат указаны соответствующие им значения гололедной нагрузки.

Б. Учет периода повторяемости гололедной нагрузки. Обозначим φ_1 интегральную повторяемость гололедной нагрузки x_1 и φ_2 - интегральную повторяемость нагрузки x_2. После логарифмирования этих функций, определенных по формуле (8.22), получается следующее отношение выбранных нагрузок:

$$\frac{x_2}{x_1} = \left(\frac{\ln \varphi_1}{\ln \varphi_2} \right)^{\frac{1}{\alpha}}. \qquad (8.25)$$

При больших значениях φ_1 и φ_2 справедливо соотношение $\ln \varphi = 1 - \varphi$, и, учитывая формулу (8.24), можно получить требуемое соотношение гололедных нагрузок с различными периодами повторения:

$$\frac{x_2}{x_1} = \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^{\frac{1}{\alpha}}. \qquad (8.26)$$

Это соотношение справедливо для периодов повторения, равных нескольким годам, что отвечает большим величинам функции φ. Величина параметра α определяется углом наклона прямых на графиках, аналогичных приведенным на *рис. 8.11*, и характеризуется степенью рассеяния членов климатологического ряда. Этот параметр несколько различается для разных районов гололедности.

Учитывая выражение (8.26), можно записать следующее соотношение для толщин стенки гололеда, имеющих разные периоды повторения:

$$\chi_b = \frac{b_{10}}{b_5} = \frac{b_{20}}{b_{10}} = \frac{b_{40}}{b_{20}} = 2^{1/\alpha}. \qquad (8.27)$$

М.В. Заварина рассчитала по большому количеству наблюдений и осреднила по районам гололедности по СНиП коэффициент χ_b, который получился равным 1,4 для I, II и III районов и 1,3 для IV и V районов [6. Из формулы (8.27) следует, что для периодов повторения 5 и 20 лет будет справедливым отношение $b_{20}/b_5 = \chi_b^2$, равное 1,96 для I, II и III районов и 1,69 для IV и V районов.

Поскольку распределение годичных максимумов массы отложения аппроксимируется той же функцией (8.22), отношения гололедных нагрузок (или веса гололеда на гололедном станке) определяются аналогично формуле (8.27):

$$\chi_P = \frac{P_{10}}{P_5} = \frac{P_{20}}{P_{10}} = \frac{P_{40}}{P_{20}}. \qquad (8.28)$$

Коэффициенты χ_b и χ_P несколько различаются: если $b_{20}/b_{10} = \chi_b = 1{,}4$, то соответствующие коэффициенты для гололедной нагрузки равны 1,5; 1,6; 1,7 для районов I, II, III. Для района IV, где $\chi_b = 1{,}3$, $\chi_P = 1{,}6$.

Гололедная нагрузка как случайный процесс

В.А. Пашинский [11] провел статистическую обработку текущих гололедных данных шести метеостанций, находящихся в различных районах Украины. Пример обработки полученной реализации толщины стенки гололеда приведен на *рис. 8.14*, она состоит из коротких импульсов случайной величины.

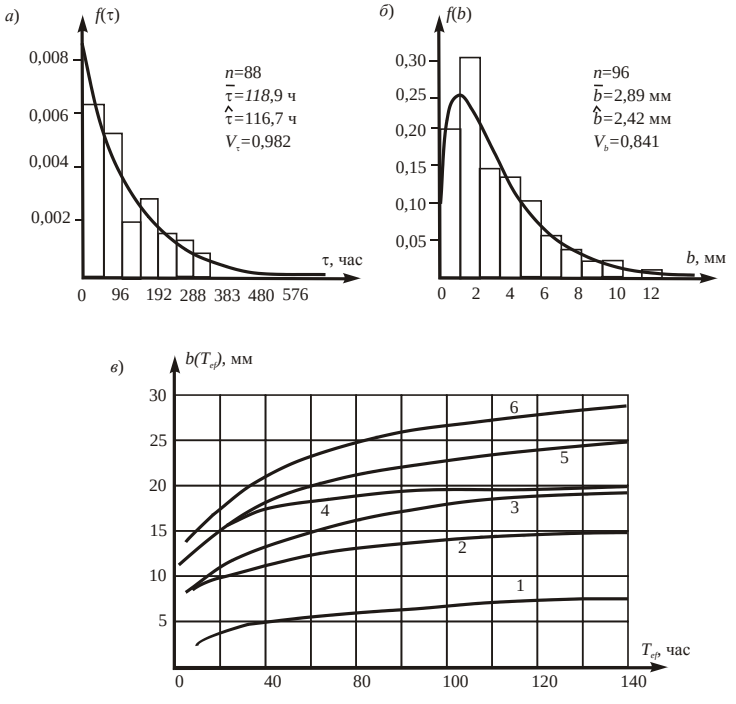


Рис. 8.14. К вероятностному описанию гололедных нагрузок:
а – распределение временных интервалов между случаями гололеда;
б – распределение толщины стенки гололеда; *в* – связь толщины стенки гололеда с периодом повторяемости (1 – Стрый, 2 – Дружба, 3 – Одесса, 4 – Полтава, 5 – Симферополь, 6 – Киев)

Интервал времени между смежными случаями гололеда составил в среднем 119…189 часов с коэффициентом вариации, близким к единице. Вместе с видом гистограмм, пример одной из которых приведен на *рис. 8.14,а*, это свидетельствует о применимости экспоненциального закона для описания распределения временных интервалов гололедных отложений. Последующий анализ с использованием критериев согласия подтвердил такую возможность.

Для толщины стенки гололеда получены средние значения 0,819…2,878 мм, коэффициенты вариации – в достаточно широких пределах – 0,84…1,57. Опытные гистограммы достаточно хорошо аппроксимируются

распределением Вейбулла (*рис. 8.14,б*), что также подтвердилось проверкой по критериям согласия.

Анализ не выявил значимой корреляционной связи между параметрами гололедной реализации (интервалами времени между отложениями, значениями толщины стенки гололеда и их сочетаниями). Это дало возможность В.А. Пашинскому представить зависимость толщины стенки гололеда от времени в виде *импульсного случайного процесса* с пуассоновским потоком импульсов, размер которых распределен по закону Вейбулла; частота возникновения определяется по метеоданным для соответствующей местности (для рассмотренных метеостанций частота составила $n = 7{,}6\ldots22{,}2$ 1/год).

Для определения предельного расчетного значения толщины стенки гололеда $b(T_{ef})$, используемого для расчета конструкций со сроком службы T_{ef}, рекомендуется следующая формула:

$$b(T_{ef}) = \left[\frac{\ln(4{,}5nT_{ef})}{\beta}\right]^{1/\alpha}, \qquad (8.29)$$

где α, β – параметры распределения Вейбулла, определяемые по оценкам математического ожидания и стандарта толщины стенки гололеда;

n – среднее число случаев (частота) гололеда в течение года.

При получении формулы (8.29) использовалась ориентировочная оценка коэффициента вариации годичных максимумов толщины стенки гололеда в пределах 0,38…0,86, что для обычных сроков службы конструкций T_{ef} = 40…120 лет дает соответствующие значения коэффициента вариации 0,16…0,25 и обеспеченность расчетного значения $P \approx 0{,}8$.

Результаты вычислений предельной расчетной толщины гололеда по формуле (8.29) для рассмотренных пунктов приведены на *рис. 8.12,в*, где отчетливо прослеживается известная тенденция роста толщины с увеличением T_{ef}, особенно для сроков службы T_{ef} = 5…100 лет. Эта тенденция должна учитываться при нормировании гололедной нагрузки, что и предлагается учитывать в нормах ДБН [5].

8.6. Сравнительный анализ зарубежных гололедных норм

Такой анализ в сравнении с отечественными нормами ДБН [5], проведен в публикациях [13, 14, 15] для международного норматива ISO 12494:2001 «Atmospheric icing of structures» [21] (далее ISO) и норм США ASCE 7-05 «Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures» [19] (далее ASCE).

Область применения норм. Нормы ДБН [5] очерчивают ограниченный перечень сооружений, при проектировании которых учитываются гололед-

но-ветровые нагрузки: воздушные линии связи, контактные сети электрифицированного транспорта, антенно-мачтовые системы и другие подобные сооружения. Среди покрытых гололедом элементов – элементы круглого сечения (провода, канаты, тросы, оттяжки мачт, ванты и т.п.) и плоскостные элементы. В нормативе ISO [21] приведенный перечень дополняется такими объектами, как высотные сооружения и их части, потенциально склонные к обмерзанию, канатные (подвесные) дороги, конструкции подъемников для лыжников, башни ветроэнергетических установок, лестницы, лифты, элементы внешних ограждений. Нормы ASCE [19], кроме перечисленных выше сооружений, охватывает также вантовые мосты, подъемники лесозаготовительных предприятий, аттракционы, открытые рабочие платформы и стропила, сигнальные мачты и вывески, а также такими элементами, как поручни, антенны, волноводы, лотки кабельных трасс. Можно поэтому констатировать, что зарубежные нормы гололедных нагрузок включают более широкий перечень сооружений, для которых учитываются эти нагрузки.

Учет процесса образования гололеда. В ДБН этот процесс не оценивается и не учитывается его влияние на расчет. В то же время ISO характеризует два типа образования гололеда на конструкциях: осадочное образование и внутриоблачное обледенение. В соответствии с этим и температурой воздуха указывается тип гололеда (ледяной покров, твердый ледяной налет, мягкий ледяной налет, мокрый снег). В ASCE перечисляются процессы обледенения вследствие выпадения снега, переохлажденного дождя, образования инея и внутриоблачного обмерзания, однако все расчеты даются только для обледенения, образовавшегося в результате выпадения переохлажденного дождя. Нагрузки, возникающие вследствие образования инея, не рассматриваются при проектировании, а образования льда вследствие внутриоблачного обмерзания и снег учитываются тогда, когда они формируют обледенение больших размеров, чем переохлажденный дождь. В комментариях к ASCE указывается возможность различного нарастания гололеда в зависимости от температуры воздуха. В ISO и ASCE отражено также влияние влажности на процесс образования гололеда.

Плотность льда. Как указывалось выше, этот параметр имеет первоочередное значение при определении гололедных нагрузок. Как показано в п.8.2, наиболее просто этот вопрос решается в ДБН, где значение плотности льда принимается фиксированным и равным 0,9 г/см^3 (900 кг/м^3).

В соответствии с ISO плотность льда зависит от типа обледенения (табл. 1 ISO):

- ледяной покров (при мокром приросте и незначительном изменении плотности) – 0,9 г/см^3 (900 кг/м^3);
- мокрый снег – 300…600 кг/м^3 ;
- твердый ледяной налет – 600…900 кг/м^3;
- мягкий ледяной налет – 200…600 кг/м^3.

Таким образом, согласно ISO плотность наросшего льда изменяется в широких пределах от низкой (мягкий ледяной налет) через среднюю (твердый ледяной налет) до высокой (ледяной покров). Переход обледенения в

перечисленные состояния зависит от скорости ветра и температуры воздуха, как показано на *рис. 8.15*.

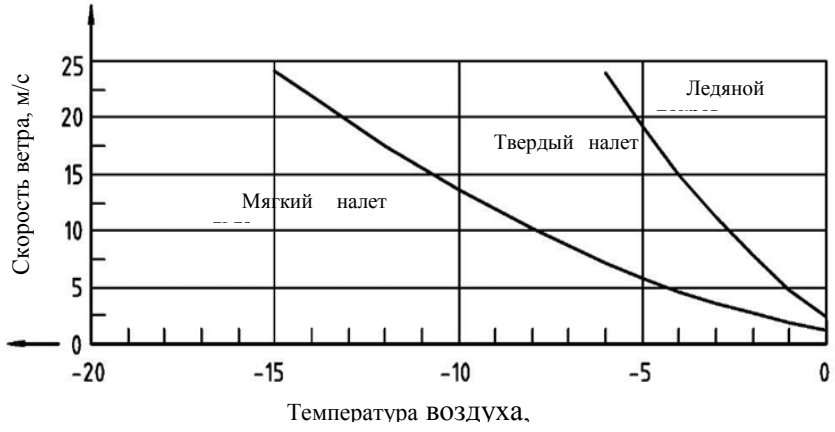


Рис. 8.15. Типы гололеда как функции скорости ветра и температуры воздуха

Границы различных состояний обледенения описываются следующими аналитическими соотношениями:

а) разделение между ледяным покровом и твердым ледяным налетом:

$$y = (-x + 1{,}75)^{1{,}55}; \tag{8.30}$$

б) разделение между твердым и мягким ледяными налетами:

$$y = [(-x)0{,}3 + 1{,}1]^{1{,}85}. \tag{8.31}$$

В приведенных формулах y – скорость ветра (м/с), x – температура воздуха (°C).

Для большинства случаев ISO рекомендует следующее уравнение для плотности гололеда (сухой прирост) на цилиндре:

$$\rho = 0{,}378 + 0{,}425(log\, R) - 0{,}083(log\, R)^2, \tag{8.32}$$

где R – параметр Маклина, определяемый по формуле:

$$R = -(v_0 d_m)/t_S\ . \tag{8.33}$$

Здесь v_0 – скорость столкновения капель, зависящая от среднего размера капель d_m; t_S – температура поверхности нарастания льда, которая может определяться численно из уравнения теплового баланса, однако в большинстве случаев атмосферного отложения льда она может соответствовать температуре воздуха t_a.

Согласно ASCE, в расчетах конструкций значение плотности льда должно быть не меньше 56 фунт/фут^3 (900 кг/м^3). При этом в комментариях к ASCE отмечается, что расчетная максимальная плотность льда (57 фунт/фут^3 или 917 кг/м^3) недостижима при естественном формировании обледенения вследствие наличия пузырьков воздуха. Указывается также, что внутриоблачные образования льда имеют плотность, которая изменяется в широких

пределах 5…56 фунт/фут^3 (80…900 кг/м^3); снег, выпадающий при температуре приземного слоя воздуха выше нуля градусов, имеет плотность 37…50 фунт/фут^3 (600…800 кг/м^3); снег пониженной влажности, который может сдуваться с конструкции сильными ветрами, имеет обычно плотность 2,5…16 фунт/фут^3 (40…250 кг/м^3); наросты сухого снега, образованные при слабом ветре, имеют плотность в пределах 5…10 фунт/фут^3 (80…150 кг/м^3).

*Линейная гололедная нагрузка***.** По ДБН характеристическое значение линейной распределенной по длине гололедной нагрузки для элементов круглого сечения определяется по приведенной выше формуле (8.1), на плоские элементы – по формуле (8.2).

По ISO масса льда на конструкции определяется путем умножения площади поперечного сечения отложения льда на его плотность. В частности, погонная масса гололеда (кг/м) на круглом элементе определяется по очевидной формуле:

$$m = \pi\gamma t(d + t)10^{-6}, \tag{8.34}$$

где t – толщина слоя льда;

d – диаметр цилиндрического элемента;

γ – плотность гололедного отложения.

Таблицы 4 – 9 ISO содержат рекомендации по определению массы льда различной плотности и толщины на элементах различной формы (*рис. 8.17*).

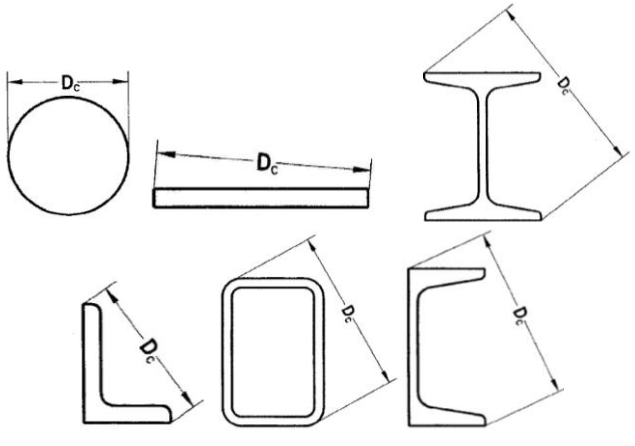


Рис. 8.16. Характеристический размер «D_c» для определения площади льда для различных сечений по ASCE

Согласно ASCE, для конструкций различного профиля, а также призматических и других элементов, имеющих похожую форму, площадь поперечного сечения гололеда определяется по формуле:

$$A_i = \pi t_d (D_c + t_d), \tag{8.35}$$

где D_c – характеристический размер, зависящий от формы поперечного сечения элемента (*рис.8.16*);

t_d – расчетная толщина льда в дюймах (мм) из приведенной ниже формулы (8.42).

На плоских плитах и больших объемных объектах, таких как купола и сферы, вычисляется объем льда по формуле:

$$V_i = \pi t_d A_S . \qquad (8.36)$$

Для плоских плит A_S – это площадь одной из сторон плиты, для куполов и сфер $A_S = \pi r^2$, где r – наибольший радиус купола или сферы. Следует умножать объем V_i на 0,8 для вертикальных плит и на 0,6 для горизонтальных плит. Плотность льда при этом должна быть не меньше 56 фунт/фут^3 (900 кг/м^3).

Учет формы сечения элементов. По ДБН влияние формы сечения на массу гололеда учитывается коэффициентами μ_1 (для кругового сечения) и μ_2 (для плоскостных элементов), пояснения к которым приведены выше в примечаниях к формулам (8.1) и (8.2). Дополнительная информация по этому вопросу в ДБН отсутствует.

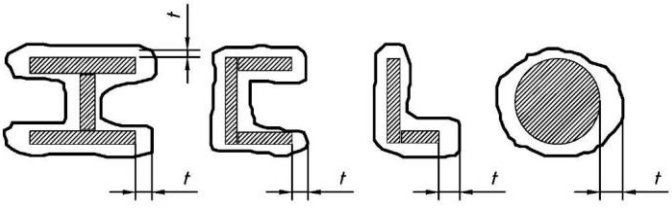
По ISO для решетчатых конструкций с элементами различной формы (двутавр, швеллер, уголок, круг) регламентируется модель периметрального обледенения (*рис. 8.17, а*). При оценке гололедного нарастания отдельные элементы подразделяются на 6 типов A…F (*рис. 8.17, б*) и два варианта: небольшие шириной меньше 300 мм и большие шириной больше 300 мм (*рис. 8.15, в).7*

По ASCE в зависимости от вида профиля элементов определяется соответствующий характеристический размер D_c для формулы (8.35) (*рис. 8.16*).

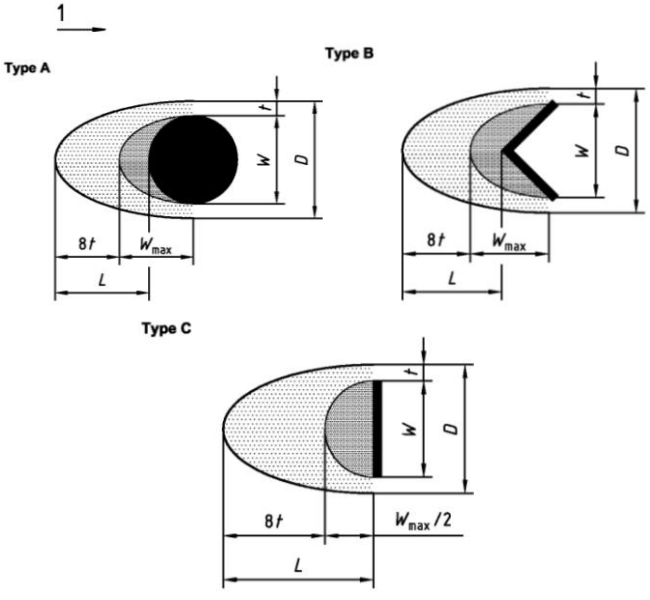
Характеристическое значение толщины стенки гололеда. Как указано выше, в ДБН в качестве характеристического значения принимается толщина стенки гололеда *b*(мм), которая превышается один раз за 50 лет, на элементах кругового сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли. Эти значения определяются в зависимости от гололедного района по соответствующей карте или непосредственно для выбранного населенного пункта по приложению Ж. Согласно ДБН, территория Украины поделена на 6 гололедных районов, для которых значение *b* находится в пределах 12…34 мм. Для горных районов Карпат и Крыма, а также в сильнопересеченных местностях (на вершинах гор и холмов, на перевалах, на высоких насыпях, в закрытых горных долинах, котловинах, глубоких выемках и т.п.) данные о толщине стенки гололеда рекомендуется принимать на основании специальных наблюдений. Толщина стенки гололеда на высоте 200…400 м увеличивается до 35…60 мм для 1…3 гололедных районов.

В ISO для ледяного покрова введен показатель ICG, определяемый как толщина стенки гололеда на контрольном сборнике льда.

а)



б)



в)

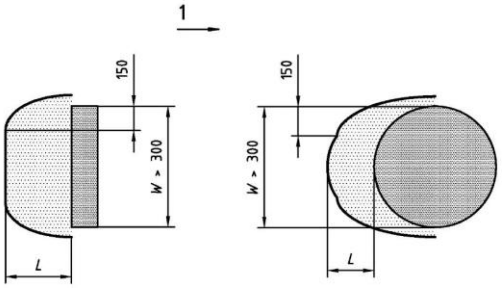


Рис. 8.17. Модели гололедных отложений по ISO:
а) для ледяного покрова на элементах решетчатых конструкций; *б*) для ледяного налета на элементах различной формы; *в*) для ледяного налета на больших элементах.
Условное обозначение: 1 – направление ветра

Для классов льда G1…G6 показатель ICG нормируется для толщин льда 10…50 мм и массы ледяного покрова на цилиндрические элементы диаметром 10, 30, 100 и 300 мм (табл. 3 ISO).

Для ледяного налета, возникающего при внутриоблачном обледенении, также введены классы льда R1…R10, для которых нормируется показатель ICR с погонной массой льда в интервале m = 0,5…50 кг/м и диаметром ледяного налета D на контрольном сборнике диаметром d = 30 мм в широких пределах D = 55…462 мм, с учетом плотности льда γ = 300, 500, 700 и 900 кг/м^3 (табл. 4 ISO). В случаях, которые отличаются от типичных условий табл. 4, рекомендуется пользоваться следующей формулой:

$$D = \left(\frac{m \times 4 \times 10^6}{\gamma \times \pi} + d^2 \right)^{1/2}. \qquad (8.37)$$

Деление на указанные классы льда дает возможность определять размеры ледяных наростов (ширины D и глубины L) для типовых размеров и форм профилей (*рис. 8.17*) определенные для плотности льда γ = 500 кг/м^3 (табл. 5…7). В случаях, которые отличаются от приведенных в таблицах используются формулы, например:

а) для случая, когда $L \le W/2$

$$L = \frac{m \times 4 \times 10^6}{\gamma \times \pi \times W} \text{ (мм)}; \qquad (8.38)$$

б) для случая, когда $L > W/2$

$$L = \frac{W}{2} + 8 \times t \text{ (мм)}, \qquad (8.39)$$

$$t = \frac{1}{32}\left[-10W + \left(68W^2 - \frac{m}{\gamma} \times 8{,}149 \times 10^7 \right)^{1/2} \right] \text{(мм)}. \qquad (8.40)$$

Аналогично, но отдельно нормируются параметры льда для больших объектов с шириной W > 300 мм. Для них в ISO приведены таблица 8 (плоские объекты) и таблица 9 (круговые объекты), где в зависимости от ширины W = 300, 500, 1000, 3000 и 5000 мм находится глубина ледяного нароста L (мм) и погонная масса льда m (кг/м). Для вычисления массы льда с параметрами, отличающимися от табличных, рекомендуется следующая формула:

$$m_W = m + (W - 300) \times L \times \gamma \times 10^{-6} \text{ (кг/м)}. \qquad (8.41)$$

В ISO влияние высоты сооружения над поверхностью земли H (м) учитывается коэффициентом $K_h = e^{0{,}01H}$, который для высот в диапазоне 0…200м изменяется от 1,0 до 7,5.

По ASCE нормативная толщина льда t_d определяется по следующему уравнению:

$$t_d = 2{,}0 t I_i f_z (K_{zt})^{0{,}35}, \qquad (8.42)$$

где t – номинальная толщина льда в дюймах (мм) на высоте 33 фт (10 м) по картам гололедно-ветрового районирования территории США. Толщина гололеда нормирована для периода повторяемости 50 лет при учете 3-секундной скорости ветра;

I_i – множитель, учитывающий класс ответственности конструкций, равный 0,80…1,25 для классов I…IV;

f_z – коэффициент, учитывающий рост толщины льда с высотой над уровнем земли; он принимает переменные значения $f_z = (z/10)^{0,10}$ для высот $0 \le z \le 275$ м и остается постоянным $f_z = 1{,}4$ для высот $z \ge 275$ м;

K_{zt} – топографический фактор, учитывающий эффект ветрового ускорения в зависимости от формы рельефа местности.

Общие замечания. Нормативные документы, рассмотренные в данном разделе, существенно разнятся по объему, методике нормирования гололедных параметров, полноте разработки отдельных вопросов. Нормы ДБН [5], составленные аналогично нормам СНиП Советского Союза [17], содержат все нагрузки и поэтому уделяют гололедным нагрузкам только один раздел. Рекомендации ДБН более конкретные и однозначные, однако они уступают зарубежным нормам в детализации расчета на действие гололеда. Стандарт ISO [21] полностью посвящен гололедно-ветровым нагрузкам, которые он регламентирует более развернуто и предоставляет проектировщикам определенную свободу выбора расчетных значений и коэффициентов. Нормы ASCE [19], дающие четкую процедуру расчета, более детальную, чем ДБН, открыты для дальнейших исследований и усовершенствований.

Таким образом, анализ зарубежного опыта открывает направления для совершенствования отечественного нормирования гололедно-ветровых нагрузок.

8.7. Ветер при гололеде на решетчатые сооружения

Собственный вес гололёда, который образуется на элементах решётчатых сооружений, мало влияет на возникающие в них усилия. Гораздо большое значение имеет возрастание ветровой нагрузки на сооружение вследствие роста наветренной площади её элементов (т.е. парусности сооружения). Степень этого влияния оценивается через толщину стенки гололёда, зависящую как от климатологических факторов, так и положения, формы и размеров элементов сооружения. В качестве примера рассмотрим одну важную для инженерной практики задачу – найдём приближённое условие, при котором комбинация ветрового воздействия при гололёде будет иметь решающее значение (в сравнении с ветровым воздействием без гололёда) для таких сооружений как решётчатые башни. Само условие представим в виде:

$$F_i(z) / F(z) > 1, \tag{8.43}$$

где $F_i(z)$ и $F(z)$ − соответственно расчётные значения статической составляющей ветровой нагрузки на башню при гололёде и без него:

$$F_i(z) = w_{b,i} \cdot \phi_w(z) \cdot A(z) \cdot C_{D,i}(z), \tag{8.44}$$

$$F(z) = w_b \cdot \phi_w(z) \cdot A(z) \cdot C_D(z). \tag{8.45}$$

В формулах (8.44) и (8.45) сделаны следующие обозначения: $w_{b,i}(z)$ и $w_b(z)$ − соответствующие расчётные значения статических ветровых нагрузок на стандартной высоте установки анемометра (см. главу 7); $A(z)$ − площадь наветренной грани башни, которую в обоих случаях будем полагать одинаковой (это допущение правомерно с той точки зрения, что позволяет получить вывод, что называется «в запас надёжности»); $C_{D,i}(z)$ и $C_D(z)$ − соответствующие коэффициенты лобового сопротивления башни, отношение которых в рамках нормативных документов [5, 17] можно представить как:

$$\frac{C_{D,i}(z)}{C_D(z)} = \delta_a \cdot \frac{1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S(z) \cdot \delta_a}{1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S(z)}, \tag{8.46}$$

где a_η и b_η − коэффициенты, зависящие от очертания башни в плане; $\varphi_S(z) = A_S(z) / A(z)$ − коэффициент сплошности наветренной грани башни без гололёдных отложений; δ_a − отношение площадей элементов башни с учётом гололёдных отложений $A_{S,i}(z)$ и без них $A_S(z)$.

Подставляя (8.44) и (8.45) в формулу (8.43) , с учётом (8.46) будем иметь:

$$\frac{1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S \cdot \delta_a}{1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S} > \frac{\omega_w}{\delta_a}, , \tag{8.47}$$

$$\begin{aligned} &\delta_a \cdot (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S \cdot \delta_a) > \omega_w \cdot (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S), \\ &\delta_a^2 \cdot b_\eta \cdot \varphi_S - \delta_a \cdot (1 + a_\eta) + \omega_w \cdot (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S) < 0, \end{aligned} \tag{8.48}$$

где $\omega_w = w_b / w_{b,i}$ − отношение соответствующих средних скоростных напоров ветра, которое для заданного географического района является константой.

Решение обыкновенного квадратного уравнения (8.48) запишется как:

$$\delta_a > \frac{\mu_S}{2} \cdot \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \omega_w}{\mu_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_S} \right)} \right], \tag{8.49}$$

где $\mu_S = 1 + a_\eta / (b_\eta \cdot \varphi_S)$ − коэффициент, характеризующий аэродинамические свойства решётчатой башни.

С другой стороны, отношение площадей δ_a элементов опоры можно выразить через коэффициент сплошности $\varphi_{S,i}(z) = [A_{S,i}(z) - A_S(z)] / A(z)$ гололёдных отложений:

$$\delta_a = 1 + \varphi_{S,i}(z) / \varphi_S(z) . \tag{8.50}$$

Тогда неравенство (8.49) примет следующий окончательный вид:

$$\varphi_{S,i}(z) > \varphi_S(z) \cdot \left\{ \frac{\mu_S}{2} \cdot \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \omega_w}{\mu_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_S} \right)} \right] - 1 \right\}. \tag{8.51}$$

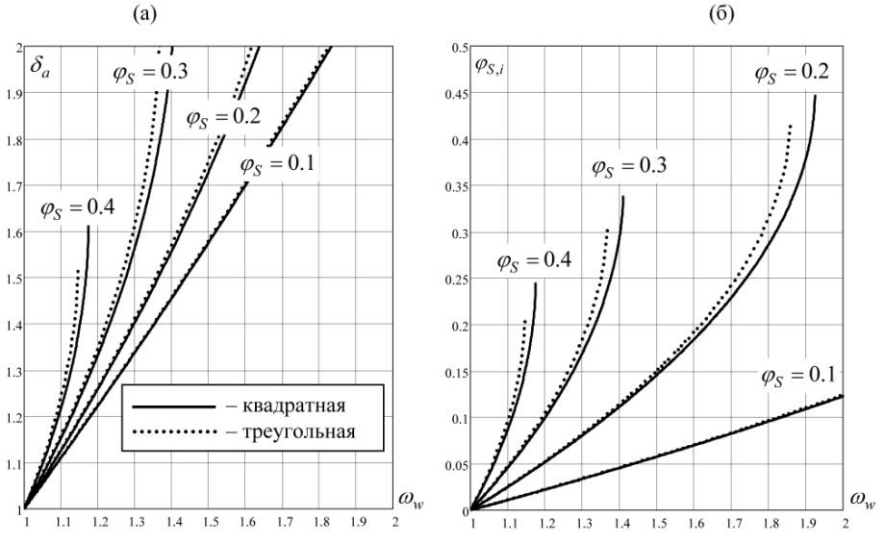


Рис. 8.18. К обоснованию необходимости расчёта решётчатых башен на ветровое воздействие при гололёде: а) в координатах $\delta_a - \omega_w$; б) в координатах $\varphi_{S,i} - \omega_w$

На рис. 8.18 приведены графические интерпретации выражений (8.49) и (8.51), из которых видно, что ветровое воздействие при гололёде может иметь решающее значение для башенных опор с низким коэффициентом сплошности φ_S граней и сравнительно небольшим соотношением ω_w средних скоростных напоров ветра. Например, в нормах бывшего СССР и нормах Российской Федерации коэффициент $\omega_w = 4,0$, а потому комбинация ветровых воздействий при гололёде никогда не будет расчётной для решётчатых башен независимо от коэффициентов сплошности их граней. Этот вывод следует непосредственно из рис. 8.18-а, так как для обратного утверждения необходимо чтобы наветренная площадь гололёда на элементах башен превышала наветренную площадь самих элементов хотя бы в четыре раза, а это физически невозможно. В строительных нормах Украины по нагрузкам [5] коэффициент ω_w имеет более широкий диапазон возможных значений: от 1,4 для г. Одессы до 3,36 для г. Мукачево. Очевидно, что для башен со сравнительно небольшим значением коэффициента сплошности возможны

случаи, когда влияние гололёдно-ветровых воздействий будет решающим. Для анализа этого рассмотрим две башенные опоры высотой 60 м и 110 м, коэффициенты сплошности которых не превышают 0, 23. Первая из опор является типовым проектом, разработанным Украинским институтом стальных конструкций им. В.М. Шимановского, вторая – существующая радиорелейная башня в г. Карловка (Полтавская область). Результаты расчётов сведены в табл. 8.16.

Из таблицы и рис. 8.18-а можно видеть, что при заданной толщине стенки гололёда (принималась равной 28 мм) неравенство (8.49) может иметь место при $\omega_w < 1,6$. В соответствие с нормами [5] это наблюдается только для трёх городов Украины, размещённых в Одесской области: непосредственно Одессы ($\omega_w = 1,40$, $t_{ice} = 28$ мм), Белгород-Днестровского ($\omega_w = 1,42$, $t_{ice} = 27$ мм) и Ильичевска ($\omega_w = 1,45$, $t_{ice} = 28$ мм). Для остальной территории Украины гололёдно-ветровые нагрузки будут меньше чем ветровое воздействие без гололёда.

Таким образом, даже при самой неблагоприятной реализации числовых значений ω_w, δ_a и φ_S маловероятно, что комбинация гололёдно-ветровых воздействий будет вызывать в элементах решётчатых сооружений усилия большие, чем ветровое воздействие без гололёда.

Гораздо более важное значение гололёдно-ветровые нагрузки будут иметь для мачт и опор линий электропередачи, где ветровое воздействие на обледеневшие оттяжки и провода может вызывать существенное усиление реакции сооружения.

Таблица 8.16

№ р.п.	z, м	A_S, м^2	φ_S	$A_{S,i}$, м^2	δ_a	№ р.п.	z, м	A_S, м^2	φ_S	$A_{S,i}$, м^2	δ_a
Башта висотою 110 м						Башта висотою 60 м					
1	3.750	11.730	0.129	12.916	**1.101**	1	1.80	2.913	0.207	3.533	**1.213**
2	11.25	9.518	0.112	11.033	**1.159**	2	5.40	3.081	0.230	3.830	**1.243**
3	18.75	8.572	0.108	10.320	**1.204**	3	9.00	2.919	0.227	3.750	**1.285**
4	26.25	8.309	0.112	10.188	**1.226**	4	12.60	2.641	0.215	3.533	**1.338**
5	33.75	7.791	0.114	9.793	**1.257**	5	16.20	2.543	0.218	3.479	**1.368**
6	41.25	7.013	0.112	9.069	**1.293**	6	19.80	2.451	0.222	3.419	**1.395**
7	48.75	6.901	0.121	9.026	**1.308**	7	23.40	2.277	0.218	3.266	**1.435**
8	56.25	6.719	0.130	8.859	**1.319**	8	27.00	2.109	0.214	3.041	**1.442**
9	65.00	7.646	0.127	10.885	**1.424**	9	30.60	1.977	0.214	2.842	**1.438**
10	75.00	6.997	0.140	10.192	**1.457**	10	34.20	1.823	0.211	2.690	**1.476**
11	83.75	4.096	0.132	6.640	**1.621**	11	37.80	1.735	0.216	2.601	**1.499**
12	91.25	3.919	0.155	6.385	**1.629**	12	41.40	1.622	0.218	2.482	**1.530**
13	98.75	3.748	0.190	6.131	**1.636**	13	45.00	1.383	0.202	2.236	**1.617**
14	106.25	3.490	0.248	5.817	**1.667**	14	48.60	1.308	0.210	2.150	**1.644**
						15	52.20	1.294	0.218	2.413	**1.865**
						16	56.70	1.941	0.218	3.663	**1.887**

8.8. Нагрузки при сбросе гололеда

Явление сброса гололеда возникает вследствие перепада температур, изменения скорости и направления ветра. В результате сброса гололеда и мокрого снега происходит подскок провода с его последующими вертикальными колебаниями. Возникающие при этом перемещения проводов и ударные импульсы могут создать существенные динамические воздействия на провода и опоры и вызвать их повреждения.

Этот вид силового воздействия на конструкции ВЛ до настоящего времени изучен недостаточно. В частности, в отечественной практике для определения подскока провода при гололеде используется следующая эмпирическая приближенная формула:

$$\omega_m = (f_0 - f_1)[2 - (L/1000)], \qquad (8.52)$$

где ω_m – максимальное вертикальное перемещение средней точки провода, м (*рис. 8.19*);

L – пролет провода, м;

f_0 – стрела провисания обледенелого провода, м;

f_1 – статическая стрела провисания провода после сброса гололеда, м.

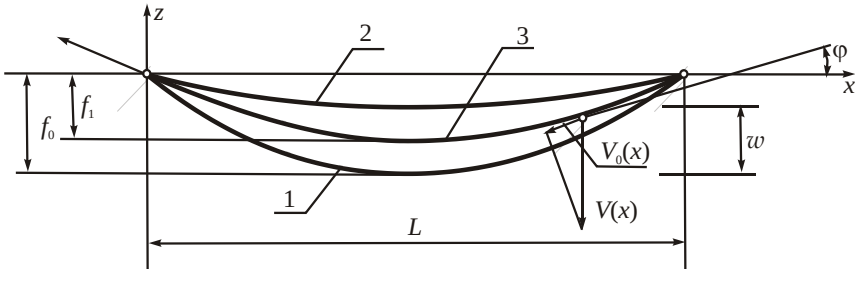


Рис. 8.19. Колебания провода при сбросе гололеда: 1 – нижнее положение провода с гололедом; 2 – верхнее положение при подскоке после сброса гололеда; 3 – установившееся положение

Из последних работ по данному вопросу выделим цикл исследований, проведенных в ДонГАСА (Е.В. Горохов, С.Н. Шаповалов, Я.В. Назим) и обобщенных в монографии [1]. Приведем из этой монографии некоторые результаты, касающиеся силовых воздействий на конструкции ВЛ при сбросе гололеда.

Было установлено, что наибольшие динамические нагрузки передаются от проводов на опоры в моменты подскока провода и его падения из наивысшей точки колебаний до равновесного положения после сброса гололеда. Возникающее при этом в проводе мгновенное распределение поля скоростей определяется следующим выражением:

$$v_0(x) = \mp\sqrt{2g\left(\frac{mg}{2T} - a\right)} \cdot \frac{L}{2} \cdot \sqrt{1 - \frac{4}{L^2}\left(x - \frac{L}{2}\right)^2} \cdot \frac{mg}{T}\left(x - \frac{L}{2}\right), \qquad (8.53)$$

где знак «минус» принимается при $0 < x < L/2$, знак «плюс» – при $L/2 < x < L$;

m – погонная масса провода;

a – коэффициент, характеризующий отклонение провода от положения статического равновесия, входящий в уравнение параболы вида $u(x) = a(x - L)x$;

T – тяжение провода.

Для решения поставленной задачи была разработана математическая модель продольных колебаний для частного случая пляски закрепленного провода с одной полуволной в пролете под действием рывка, описываемого выражением (8.53). Возникающее при этом напряжение в проводе определяется в следующем достаточно громоздком виде:

$$\sigma(x,t) = E\frac{mg}{T}\sqrt{2g\left(\frac{mg}{2T} - a\right)} \cdot \frac{2L^2}{c\pi^2} \times$$

$$\times \sum_{n=1}^{\infty}\left\{\frac{\sin\left(\pi n - \frac{\pi}{2}\right)}{(2n-1)^2} - \frac{4}{\pi(2n-1)^3}\right\}\sin\frac{\pi(2n-1)}{L}ct \cdot \cos\frac{\pi(2n-1)}{L}x, \qquad (8.54)$$

где $c = \sqrt{E/\rho}$ – скорость распространения упругой волны;

E – модуль Юнга;

ρ – плотность материала провода.

На основе данной разработанной математической модели были проведены численные исследования по определению тяжения проводов при сбросе гололеда. В расчет принимались провода различных марок, пролет проводов варьировался в пределах 400…1500 м, начальная толщина стенки гололеда принималась равной 20 мм, толщина сохранившегося гололеда на проводах принималась 0 и 10 мм. Были рассмотрены переходы ВЛ с анкерными опорами при различном тяжении проводов в соседних пролетах и переходы с промежуточными опорами с постоянным тяжением проводов. Перемещение провода при подскоке ω_m определялось по формуле (8.52).

В результате численных исследований установлено, что динамическая добавка тяжения проводов при сбросе гололеда находится в довольно широких пределах 0,64…23,7%. Эта добавка определяется следующими факторами:

- пролетом провода - наименьшие значения динамической составляющей относятся к проводам пролетом 400 м, наибольшие – пролетом 1500 м;
- типом провода – наиболее восприимчивыми к динамическим нагрузкам оказались более легкие провода;

- исходная стрела провеса провода, оказывающая наибольшее влияние на динамическую составляющую тяжения при сбросе гололеда, провода с большим натяжением и с меньшей стрелой провеса менее подвержены динамическому воздействию по сравнению с проводами, подвешенными с максимально возможной стрелой провеса.

Продолжительность действия динамического импульса при сбросе гололеда с проводов находится в пределах 0,04…0,16 с и зависит только от пролета провода.

Компьютерный анализ влияния динамических нагрузок от сброса гололеда выполнялся для типовых анкерных переходных опор башенного типа ВЛ 330 кВ. Импульс прикладывался в точках подвеса проводов к каждой из трех траверс. Рассматривались случаи сброса гололеда с одного провода, двух, трех и т.д. как в одном пролете, так и одновременно в двух пролетах. Оказалось, что максимальные динамические составляющие усилий возникают при одновременном сбросе гололеда со всех проводов, расположенных по одну сторону от оси ВЛ. При этом наибольшие величины динамических добавок достигали существенных величин – 12…13% по отношению к усилиям в элементах в случае их нагружения весом гололеда и действием 25% максимального скоростного напора ветра.

Проведенные исследования [1] убедительно показали необходимость дальнейшего уточнения динамических воздействий от сброса гололеда с проводов и более точного учета этих воздействий в расчетах конструкций ВЛ.

Литература

1. Аэродинамика электросетевых конструкций / Е.В.Горохов, М.И.Казакевич, С.М.Шаповалов, Я.В.Назим; Под ред. Е.В. Горохова, М.И. Казакевича. – Донецк: ДГАСА, 2000. – 336 с.
2. Бучинский В.Е. Атлас обледенения проводов. – Л.: Гидрометеоиздат, 1966. – 116 с.
3. Ветровые и гололедные воздействия на воздушные линии электропередачи / Е.В. Горохов, Г.И. Гримуд, С.В. Турбин, Я.В. Назим; Под. ред. Е.В. Горохова. – Донецк: ДонНАСА, 2005 – 348 с.
4. Горохов Е.В., Гримуд Г.И., Жабский Ю.В., Васылев В.Н., Некрасов Ю.П. Приборное обеспечение гололедно-ветровых постов // Міжнар. наук. журн. «Металеві конструкції» – Макеевка, 2001. – Том 4.– №1. – С.25-30.
5. ДБН В.1.1-2:2006. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия / Минстрой Украины. – К.: Изд-во «Сталь», 2006. – 59 с.
6. Заварина М.В. Строительная климатология. – М.: Гидрометеоиздат, 1976. – 312 с.
7. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Стихійні гідрометеорологічні явища в Україні. – Львів: Вид-во наук.-техн. літ., 2000. – 192 с.
8. Климат Полтавы / Под ред. В.Н Бабиченко. – Л.: Гидрометеоиздат, 1983. – 208 с.

9. Климат Украины / Под ред. Г.Ф. Прихотько и др. – Л.: Гидрометеоиздат, 1967. – 412 с.
10. Нарожний В.Б., Княжевська С.Я., Глей Л.В. Кліматичні навантаження на повітряні лінії електромереж. - К.: Енергопрес, 1994. – 212 с.
11. Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції: Автореф. дис.докт. техн. наук / ПДТУ. – Полтава, 1998. – 33 с.
12. Пістун Є., Прокопець А. Стан та перспективи розвитку метеорологічних вимірювань в Україні // Технічна метеорологія Карпат: Матер.першої міжнар.наук.-техн. конф. –ТМК-98. – Львів: "Окскарт",1998. – С. 7 –10.
13. Пічугін С.Ф., Павельєва М.К. Порівняльний аналіз норм ожеледних навантажень // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво). Полт. нац. техн. ун-т. ім. Юрія Кондратюка. Вип. 2 (27). – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – С. 76 – 83.
14. Пічугін С.Ф., Павельєва М.К. Визначення ожеледних навантажень за різними нормами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Вип. 21. – Рівне: НУВГП, 2011. – С. 508 – 516.
15. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции. – Полтава: ООО «АСМИ», 2012. – 460 с.
16. Правила устройства электроустановок / Минэнерго СССР: 6-е изд. – М.: Энергоатомиздат, 1987. – 648 с.
17. СНиП 2.01.07 - 85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
18. Справочник по климату СССР. Гололедно-изморозевые явления и обледенение проводов. – К.: Гидрометеоиздат, 1973. - Вып.10. – 570 с.
19. ASCE 7-05 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Chapter 10. Ice Loads – Atmospheric Icing.
20. Flaga A., Kimbar G., Zych J. Case Study of a Natural Disaster of Icing in Southern Poland in January 2010 // Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People; Ed. by A. Flaga and T. Lipecki. – PAWA, Cracow, Poland, 2010. – P. 287 – 294.
21. ISO 12494:2001. Atmospheric Icing of Structures. – Geneva, Switzerland, 2001.

9. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

9.1. Первоначальные сведения

Температурные воздействия на строительные конструкции могут иметь самое разнообразное происхождение, но чаще всего рассматриваются климатические температурные воздействия и технологические температурные воздействия. Имеется еще один источник этих воздействий, а именно нагрев конструкций при пожарах, однако мы его будем рассматривать лишь частично, опуская анализ влияния пожара на изменение свойств строительных материалов.

Нагрев или охлаждение конструктивного элемента создает в нем некоторое температурное поле, которое представляет собой функцию координат рассматриваемой точки. Это поле в поперечном сечении конструктивного элемента (например, стержневого) удобно представлять в виде суммы четырех составляющих (*рис. 9.1*):

а) средней температуры t, равномерно распределенной по сечению, создающей общее удлинение/укорочение элемента, которому соответствует продольная сила N;

б) температуры, меняющейся по линейному закону относительно оси z, имеющей в пределах сечения перепад $\Delta t_z = t_{(z+)} - t_{(z-)}$ и искривляющей стержень, причем роль соответствующей ей обобщенной силы играет момент M_z;

в) то же, но относительно оси y с температурным перепадом $\Delta t_y = t_{(y+)} - t_{(y-)}$ и моментом M_y;

г) нелинейного самоуравновешенного «остатка»,

Перепады температур по сечению определяются через температурные градиенты (изменение температуры на единицу высоты или ширины сечения).

К температурным воздействиям, используемым в прочностных расчетах, относятся только первые три компоненты, поскольку самоуравновешенное поле температур Δt_{zy} вызывает в стержне лишь бимоменты высоких порядков, которые обычно не учитываются.

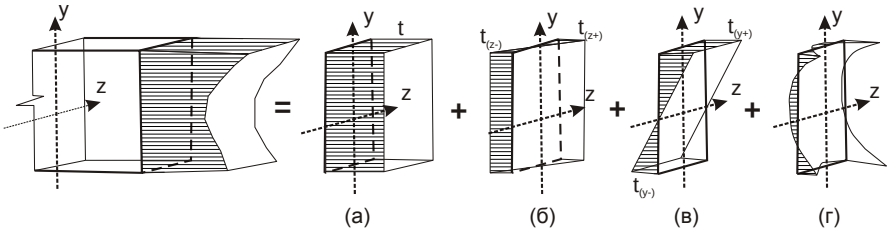


Рис. 9.1. Компоненты температурного поля

Часто, например для проезжей части мостов, возникает необходимость использования двухкомпонентной модели распределения температур и соответствующих им деформаций (*рис. 9.2*). Для составных поперечных сечений необходимо рассмотреть свойства каждого материала и ввести эквивалентные распространения температуры. Это может быть выполнено следующим образом.

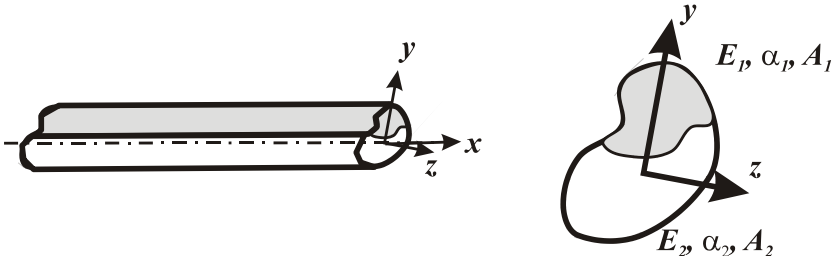


Рис. 9.2. Составное поперечное сечение

Вводятся два параметра, определяющие соотношения физических констант материалов для отдельных частей поперечного сечения:

$$n_E = E_1/E_2; \quad n_\alpha = \alpha_1/\alpha_2. \tag{9.1}$$

Здесь:

E_1 – модуль упругости материала 1;
E_2 – модуль упругости материала 2;
α_1 – коэффициент теплового линейного расширения материала 1;
α_2 – коэффициент теплового линейного расширения материала 2;
A_1 – площадь области поперечного сечения с материалом 1;
A_2 – площадь области поперечного сечения с материалом 2.
Эффективное значение равномерной температуры дается формулой

$$t = \frac{n_E n_\alpha \int\limits_{A_1}\int T(z,y)dA_1 + \int\limits_{A_2}\int T(z,y)dA_2}{n_E A_1 + A_2}. \tag{9.2}$$

Температурные перепады на единицу длины поперечного сечения и вдоль осей *y–y* и *z–z* (°С/м), даются формулами

$$\Delta T_{M_y} = \frac{n_E n_\alpha \int\limits_{A_1}\int T(z,y)ydA_1 + \int\limits_{A_2}\int T(z,y)ydA_2}{n_E J_{z1} + J_{z2}}, \tag{9.3}$$

$$\Delta T_{M_z} = \frac{n_E n_\alpha \int\limits_{A_1}\int T(z,y)zdA_1 + \int\limits_{A_2}\int T(z,y)zdA_2}{n_E J_{y1} + J_{y2}}, \tag{9.4}$$

где J_{z1} и J_{z2} — моменты инерции областей материала 1 и 2 относительно главной центральной оси *y–y* приведенного поперечного сечения, а J_{y1} и J_{y2}– моменты инерции областей материала 1 и 2 относительно главной центральной оси *z–z* приведенного поперечного сечения.

При определении поля температур обычно используется сильно упрощающее предположение о том, что это поле не зависит от напряженно–деформированного состояния конструкции, хотя в отдельных случаях это предположение может и не выполняться, поскольку теплопроводность некоторых материалов зависит от их напряженного состояния. Однако указанные случаи все же являются исключением.

Конструкции, напряженное и деформированное состояние которых определяется главным образом осевыми температурными деформациями элементов (например, каркас здания), рассчитываются на Δt — изменение во времени средней по сечению температуры конструкций по отношению к начальной температуре t_0 (*рис. 9.3,а*).

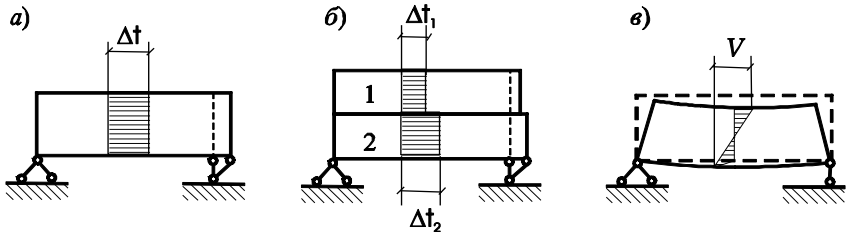


Рис. 9.3. Виды температурных деформаций элементов:
а – осевых удлинений (укорочений); *б* – сдвиговых; *в* – поперечных изгибных

Примыкающие друг к другу элементы и их соединения при различных осевых температурных деформациях (например, наружные стены и примыкающие к ним элементы каркаса) рассчитываются на сдвиг (*рис. 9.3*, *б*).

Конструкции, в которых, кроме того, важна оценка напряжений и деформаций, возникающих вследствие неравномерного распределения температуры по сечению (например, стены здания), в ряде случаев рассчитываются на ϑ — перепад температуры по сечению (*рис. 9.3*, *в*).

Для определения Δt и ϑ устанавливаются два неблагоприятных значения средних температур конструкций $\overline{t}^{T}$ и $\overline{t}^{X}$ и перепадов температуры по сечению ϑ^{T} и ϑ^{X} в наиболее теплый (июль) и наиболее холодный (январь) месяцы года, а также начальная температура t_0.

9.2. Температурные климатические воздействия. Рекомендации норм проектирования

Нормы проектирования [22] рекомендуют определять нормативные значения средних по сечению элемента температур t_w и t_c соответственно в теплое и холодное время года, а также перепадов температур по сечению элемента в теплое ϑ_w и холодное ϑ_c время года для однослойных конструкций по формулам, приведенным в *табл. 9.1*.

Таблица 9.1

<table>
<tr><td rowspan="2">Конструкции зданий</td><td colspan="3">Здания и сооружения в стадии эксплуатации</td></tr>
<tr><td>неотапливаемые здания (без технологических источников тепла) и открытые сооружения</td><td>отапливаемые здания</td><td>здания с искусственным климатом или с постоянными технологическими источниками тепла</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Не защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе наружные ограждающие)</td><td colspan="2">$t_w = t_{ew} + \theta_1 + \theta_4$</td><td>$t_w = t_{iw} + 0{,}6(t_{ew} - t_{iw}) + \theta_2 + \theta_4$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\vartheta_w = \theta_5$</td><td>$\vartheta_w = 0{,}8(t_{ew} - t_{iw}) + \theta_3 + \theta_5$</td></tr>
<tr><td>$t_c = t_{ec} - 0{,}5\theta_1$</td><td colspan="2">$t_c = t_{ic} + 0{,}6(t_{ec} - t_{ic}) - 0{,}5\theta_2$</td></tr>
<tr><td>$\vartheta_c = 0$</td><td colspan="2">$\vartheta_c = 0{,}8(t_{ec} - t_{ic}) - 0{,}5\theta_3$</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе внутренние)</td><td colspan="2">$t_w = t_{ew}$</td><td>$t_w = t_{iw}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\vartheta_w = 0$</td></tr>
<tr><td>$t_c = t_{ec}$</td><td colspan="2">$t_c = t_{ic}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\vartheta_c = 0$</td></tr>
</table>

Исходными данными при этом служат:

- t_{ew}, t_{ec} – средние суточные температуры наружного воздуха соответственно в теплое и холодное время года;
- t_{iw}, t_{ic} – температуры внутреннего воздуха помещений соответственно в теплое и холодное время года;
- θ_1, θ_2, θ_3 – приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от суточных колебаний температуры воздуха;

- θ_4, θ_5 – приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от солнечной радиации.

Средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года следует определять по формулам:

$$t_{ew} = t_{\text{YII}} + \Delta_{\text{YII}}; \qquad t_{ec} = t_{\text{I}} - \Delta_{\text{I}}, \tag{9.5}$$

где t_{I}, t_{VII} – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле, а Δ_{I} и Δ_{VII} – отклонения средних суточных температур от средних месячных для января и июля. Для определения значений t_{I}, t_{VII} и Δ_{I} в СНиП 2.01.07–85* приведены карты территории бывшего СССР, а для значений Δ_{VII} рекомендуется принимать величину 6°С независимо от территориального расположения места строительства.

Приращения θ_1, θ_2, θ_3 определяются тепловой инерцией конструкции и зависят от ее материала и массивности. Их значения СНиП [22] рекомендует принимать по *табл. 9.2*.

Таблица 9.2

Конструкции зданий	Приращения температуры θ, °С		
	θ_1	θ_2	θ_3
Металлические	8	6	4
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:			
до 15	8	6	4
от 15 до 39	6	4	6
40 и выше	2	2	4

Воздействие солнечной радиации, учитываемое только в теплое время года, заменяется эквивалентным воздействием температур наружного воздуха θ_4 и θ_5, соответствующих средней суточной температуре и суточной амплитуде [8, 27].

В соответствии со СНиП 2.01.07–85* нормативные значения θ_4 и θ_5 определяются по формулам

$$\theta_4 = 0,05\rho S_{\max} k k_1; \tag{9.6}$$

$$\theta_5 = 0,05\rho S_{\max} k \quad 1 - k_1 \ , \tag{9.7}$$

где ρ – коэффициент поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности конструкции, принимаемый по СНиП [21];

$S_{\max}$ – максимальное значение суммарной (прямой и рассеянной) солнечной радиации, Вт/м^2, принимаемое по СНиП [20] и приведенное в *табл. 9.3*;

k – коэффициент, зависящий от ориентации поверхности и принимаемый по *табл. 9.4*;

k_1 – коэффициент, зависящий от теплоотдачи наружной поверхности и принимаемый по *табл. 9.5*.

Таблица 9.3

Географическая широта, градусы	Значения S_{max}, Вт/м^2 для поверхности		
	горизонтальной	вертикальной, ориентированной на:	
		юг	восток или запад
38	8016	2424	3912
40	7992	2640	4056
42	8016	2856	4200
44	7944	3072	4320
46	7896	3312	4368
48	7872	3576	4416
50	7872	3816	4488
52	7896	4032	4656
54	7896	4272	4800
56	7848	4488	4824
58	7800	4704	4872
60	7656	4896	4944
62	7536	5112	5016
64	7656	5304	5160
66	7800	5544	5448
68	7968	5784	5736

Таблица 9.4

Вид и ориентация поверхности	Коэффициент k
Горизонтальная	1,0
Вертикальные, ориентированные на:	
юг	1,0
запад	0,9
восток	0,7

Таблица 9.5

Конструкции зданий	Коэффициент k_1
Металлические	0,7
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:	
до 15	0,6
от 15 до 39	0,4
св. 40	0,3

Значения S_{max} представлены в *табл. 9.3* в зависимости от географической широты местности. Они, как и коэффициенты k, зависят от пространственного положения и от ориентации поверхности по странам света.

Государственные строительные нормы Украины [6] в части климатических температурных воздействий построены аналогичным образом, однако некоторые климатические параметры приняты общими для всей территории. По отношению к величине солнечной радиации, расчетной температуре наиболее теплых суток и вероятной и температуре замыкания конструкций в теплый период года такое решение оправдано незначительной территориальной изменчивостью указанных параметров. Расчетная температура наиболее холодных суток и вероятная температура замыкания конструкций в холодный период года существенно изменяются по территории Украины, что делает актуальным территориальное районирование этих параметров.

Европейские нормы EN 1991-2-5:2003 [29] в первую очередь отличаются общим принципом структурного построения. Все нормы и положения являются общими для всех государств Европы, а географические факторы учитываются в национальных приложениях, разрабатываемых странами-участницами самостоятельно. При отсутствии национального приложения принимаются значения, указанные в общих нормах [29].

В отличие от СНиП [22] и ДБН [6], EN [29] позволяют более точно учесть распределение температуры по сечениям конструкций. Важной особенностью EN [29] есть наличие указаний по определению температуры подземных конструкций. Отметим также несколько допущений, которые упрощают расчеты без существенного снижения точности результатов. Температуру однослойной конструкции допускается считать равной средней из температур наружного и внутреннего воздуха. Вместо вычислений с учетом географической широты, вида материала, цвета, фактуры и ориентации поверхности конструкции по странам света в EN [29] непосредственно указаны значения приростов температуры, вызванные действием солнечной радиации, которые приведены в таблице 9.6.

Таблица 9.6

Ориентация поверхности конструкции	Приросты температуры од действия солнечной радиации для поверхностей		
	лучисто-светлая	светлая цветная	темная
северо-восток	T_3=0°C	T_4=2°C	T_5=4°C
юго-запад и горизонтальные	T_3=18°C	T_4=30°C	T_5=42°C

При этом в европейских нормах [29] принята более простая градация по цвету и ориентации поверхностей конструкций, чем в [6, 22]. Сравнительные расчеты показали, что значения T3, T4 и T5 для поверхностей северо-восточной ориентации существенно ниже, а для горизонтальных поверхностей и поверхностей юго-западной ориентации – выше, чем соответствую-

щие значения отечественных норм. Однако EN [29] разрешают устанавливать другие значения T_3, T_4 и T_5 в национальном приложении.

9.3. Параметры внешней среды

Большинство из указанных выше данных может уточняться при теплотехнических расчетах. При этом могут оказаться важными закономерности их изменения, о которых речь ниже.

Изменения температуры воздуха во времени представляют собой случайный процесс, в котором четко выделяются два периодических колебания: с годовым и суточным периодами. В применении к расчетам строительных конструкций изменения температуры во времени могут быть представлены в виде суммы периодических колебаний температуры с периодом, равным одному году (сезонные колебания: лето–зима) и случайной амплитудой; периодических колебаний температур с периодом, равным одним суткам (суточные колебания: день–ночь) и случайной амплитудой; непериодических колебаний температур в интервалах времени в несколько суток [13, 27].

Из непериодических колебаний существенными являются колебания среднесуточных температур, связанные с резкими изменениями погоды. Наибольший интерес представляют такие колебания для определения максимальной за лето и минимальной за зиму среднесуточной температуры.

Удобно рассматривать процесс изменения среднесуточных температур t_1, а затем учитывать внутрисуточные колебания. Результаты последовательных измерений среднесуточных температур воздуха t_1 представляют собой некоторый случайный процесс (*рис. 9.4,а*), который имеет периодическую нестационарность, отображающую годовой ход температуры.

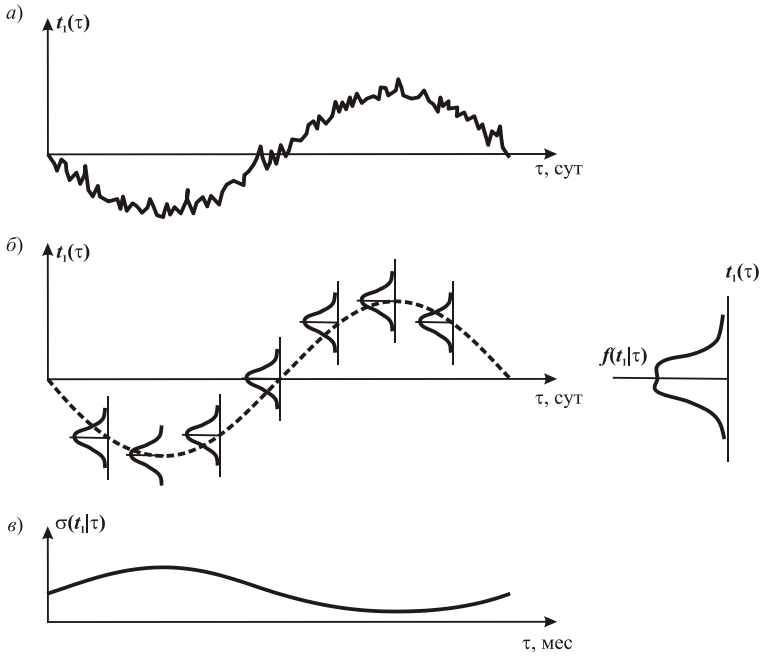


Рис. 9.4. Среднесуточные температуры воздуха

Процесс, изображенный на *рис. 9.4*, имеет:

- годовой ход математического ожидания $\bar{t}(\tau)$, зависящий от календарного времени τ, — пунктир на *рис. 9.4,б*:
- годовой ход плотности распределения ординат $t_1(\tau)$;
- годовой ход стандарта среднесуточной температуры $\sigma(t_1|\tau)$, где стандарты холодного полугодия превыщают стандарты теплого полугодия — *рис. 9.4,в*;
- плотность распределения $f(t_1|\tau)$, которая строится по всей совокупности ординат случайного процесса за многолетний период времени и имеет двухмодальный характер из-за изменения математического ожидания $\bar{t}(\tau)$ по гармоническому закону.

Статистический анализ показывает, что годовые экстремумы климатических температур удовлетворительно аппроксимируются распределением Гумбеля либо приближенно – нормальным распределением.

Процедура перехода от статистических параметров случайного процесса изменения температуры воздуха к величинам t_{ew}, t_{ec} достаточно подробно описана в работах [2–4].

Более поздние исследования, результаты которых обобщены в [11, 12, 27], позволили представить изменения среднесуточной температуры атмосферного воздуха в форме квазистационарного дифференцируемого случайного процесса, близкой к описанным в предыдущих разделах вероятностным мо-

делям снеговой и ветровой нагрузок. Сезонные изменения отображаются функциями математического ожидания M(t), стандарта S(t) и коэффициента асимметрии A(t), которые представляются в форме последовательностей из 12-ти месячных значений. Эти функции могут также описываться рядами Фурье с одной парой коэффициентов, что эквивалентно синусоиде со сдвинутой фазой.

Закон распределения ординаты этого процесса для каждого из месяцев года является одномодальным. В теплый период года он близок к нормальному, но в зимние и осенние месяцы имеет заметную левостороннюю асимметрию. Для его описания в [27] обосновано использование комбинированного распределения Гумбеля-Гаусса с плотностью

$$f(x) = \frac{C}{0,78S}\exp\left[y - \exp(y)\right] + \frac{1-C}{S\sqrt{2\pi}}\exp\left[-\frac{(x-M)^2}{2S^2}\right], \qquad (9.8)$$

где M и S – математическое ожидание и стандарт распределения;

$C = 0,8775\,|A|$ – весовой множитель;

$y = \dfrac{M-x}{0,78\,S}\,\mathrm{Sign}\,(A) - 0,577$ – аргумент распределения Гумбеля;

$|A|$ и $\mathrm{Sign}(A)$ – модуль и знак коэффициента асимметрии.

При C→1 распределение (9.8) приближается к известному двойному экспоненциальному распределению Гумбеля с коэффициентом асимметрии A=±1,14, а при c→0 превращается в нормальное распределение с A=0.

Частотная структура случайного процесса изменений среднесуточной температуры воздуха задается постоянным во времени значением эффективной частоты ω. Учитывая отсутствие выраженных сезонных изменений и незначительную территориальную изменчивость в пределах территории Украины $0,55 \le \omega \le 0,63$ 1/сутки, в [11, 27] рекомендовано установить общее для всей территории Украины значение эффективной частоты ω = 0,6 1/сутки.

Описанную вероятностную модель можно существенно упростить путем использования приближенных зависимостей стандарта и коэффициента асимметрии от математического ожидания, которые установлены по данным метеостанций Украины:

$$S = 5,5\,e^{-0,026\,M}; \qquad A = -0,3\,e^{-0,1\,M}. \qquad (9.9)$$

Используя в качестве функции математического ожидания среднемесячные температуры воздуха, приведенные в [7, 19, 20], а также формулы (9.9) и указанное выше единое значение эффективной частоты, легко получить все необходимые характеристики квазистационарного случайного процесса изменения среднесуточной температуры воздуха. Их наличие позволяет вычислять расчетные значения температуры наиболее теплых и наиболее холодных суток года в зависимости от заданного периода повторяемости путем численного решения нелинейного уравнения, приведенного в [27].

При установлении расчетных значений температуры атмосферного воздуха необходимо также учитывать климатические особенности различных географических районов. Так, например, в [27] рекомендованы поправки к расчетным значениям температуры, которые следует учитывать при расположении строительных объектов в горной местности при высотах свыше 500 м над уровнем моря. В работе [16] показано, что благодаря теплоаккумулирующему влиянию огромных масс морской воды температурный режим приморских районов в полосе до 10 км заметно отличается от прилегающих территорий более теплыми зимними температурами и меньшим количеством переходов температуры через 0°С.

Для подземных частей зданий и сооружений формулы *табл. 9.1* уже не пригодны, здесь необходимы существенные уточнения. Распределение температуры в грунте и подземных частях здания, в общем случае, определяется теплотехническими расчетами. Пример с результатами таких расчетов представлен на *рис. 9.5*, однако следует иметь в виду, что такие расчеты могут оказаться в значительной мере недостоверными вследствие неточности данных о теплотехнических свойствах грунтов основания. Поэтому представляется целесообразным использовать здесь упрощенный подход, суть которого состоит в следующем.

Температура грунта на глубине нескольких метров стабилизируется на уровне 5–6 °С, и практически не меняется в течении года. С относительно небольшой погрешностью можно считать, что указанная глубина примерно вдвое превышает глубину промерзания по СНиП 2.02.01-83* и полагать, что температура примыкающих к грунту подземных частей здания увеличивается (летом) или уменьшается (зимой) по линейному закону от 5 °С до расчетной температуры наружного воздуха.

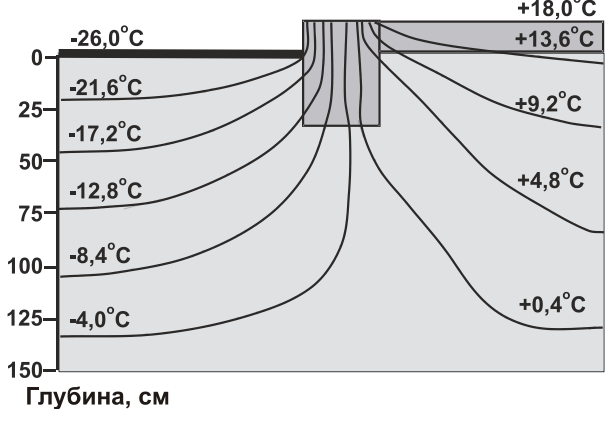


Рис. 9.5. Распределение температурного поля в грунте основания

В соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01-83* [23] нормативная глубина сезонного промерзания грунтов принимается как средняя по результатам не менее чем десятилетних наблюдений или определяется по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}\ , \tag{9.10}$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур в данном районе; d_0 – величина, принимаемая равной: для суглинков и глин – 0,23 м; для супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28 м; для песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30 м и, наконец, для крупнообломочных грунтов – 0,34 м.

Тепловой режим примыкающих к фундаментам подвалов и подполий влияет на глубину промерзания, поэтому расчетная глубина промерзания определяется по формуле

$$d_f = d_{fn} k_h\,, \tag{9.11}$$

где коэффициент k_h принимается по *табл. 9.7.*

Таблица 9.7

Среднесуточная температура воздуха в подвале, °С	0	5	10	15	20 и выше
Значение k_h	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Сопоставительные расчеты, выполненные с использованием различных гипотез о распределении температур грунта (по линейному и квадратичному закону) и о глубине расположения слоя грунта с температурой стабилизации 5°С (1,5 м и 2,0 м от глубины промерзания), показали практическую допустимость использования высказанного выше предположения.

9.4. Значение температурных перепадов по сечению

Для мостов (особенно для сталежелезобетонных конструкций пролетных строений) принято учитывать нелинейное распределение температуры по сечению. В частности, СНиП 2.05.03–84 [24] рекомендует учитывать влияние солнечной радиации в виде дополнительного нагрева на 10 °С освещенной солнцем поверхности, считая, что этот нагрев распространяется на глубину 15 см, включая одежду ездового полотна.

Еврокод 1 [29] в приложении В дает значения температурных перепадов по высоте сечения для мостов трех конструктивных групп:

- со стальной проезжей частью и стальными коробчатыми балками, двутавровыми балками или фермами;
- с железобетонной проезжей частью и железобетонными коробчатыми балками или фермами;
- с железобетонной проезжей частью и стальными коробчатыми балками, двутавровыми балками или фермами.

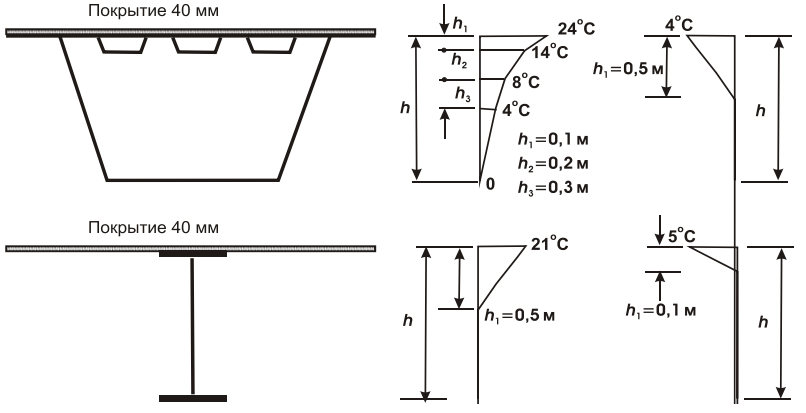


Рис. 9.6. Нелинейные добавки к линейному закону изменения температуры по высоте пролетного строения в мостах 1–й группы

В качестве примера приведем *табл. 9.8* со значениями нелинейных добавок температуры пролетного строения в мостах 1–й группы (*рис. 9.6*), заимствованную из [29].

Таблица 9.8

Толщина покрытия проезжей части, мм	Профиль температурных добавок к линейному закону распределения температур по высоте сечения				
	положительных				отрицательных
	T_1, °C	T_2, °C	T_3, °C	T_4, °C	T_1, °C
Без покрытия	30	16	6	3	8
20	27	15	9	5	6
40	24	14	8	4	6

Аналогичные данные приводятся в [29] и для мостовых конструкций других конструктивных групп.

9.5. Температура замыкания

Температурные усилия возникают только в статически неопределимых конструкциях. Для систем с одной лишней связью эти усилия возникнут после превращения конструкции в статически неопределимую (после замыкания системы), которое реализуется при некоторой температуре t_0 (температуре замыкания системы). Тогда температурные воздействия, возникающие после замыкания конструкции, определяются разностью между экстремальными температурами воздуха[1] и температурой замыкания:

[1] Иногда, как, например, для конструкций подземных этажей здания, следует говорить не о температуре воздуха, а о температуре окружающей среды.

$$\left.\begin{aligned}\Delta t_{+} &= t_{\max} - t_0 \\ \Delta t_{-} &= t_{\min} - t_0\end{aligned}\right\}. \tag{9.12}$$

Однако большинство конструкций относятся к системам с несколькими лишними связями, замыкание которых распределяется по времени. Для конструкций этого типа не существует температуры замыкания, выраженной каким–либо одним числом, которой бы соответствовали нулевые начальные усилия. Уже в процессе монтажа возникают температурные деформации и усилия, зависящие как от температурных условий, так и от последовательности монтажа.

Характерный пример рассмотрен в работе [4], где приведены результаты расчетов усилий, возникающих при монтаже регулярной многопролетной рамы в предположении, что сборка производится в направлении слева направо с постоянной скоростью, так, что моменты замыкания отдельных пролетов разделены равными интервалами времени.

На *рис. 9.7* показаны эпюры моментов в стойках рамы и значения $N_{\max}$, максимального по пролетам усилия в ригеле, который считается бесконечно жестким[2]. Как видно, усилия меняются достаточно сложным образом, что связано с изменением расчетной схемы сооружения во времени. Отметим изменения знаков моментов, а также тот факт, что максимальные моменты не обязательно возникают в крайних колоннах.

Поскольку начальные усилия, возникающие в процессе монтажа, имеют обычно меньшие значения, чем усилия от температурных воздействий после полного замыкания системы, и поскольку при многоступенчатом процессе замыкания происходит сглаживание кратковременных всплесков температуры, то допустимо приближенно принимать в качестве температуры замыкания некоторое значение, являющееся средним за период строительства. На стадии проектирования сооружения фактическая продолжительность возведения и условия его замыкания, как правило, неизвестны, поэтому в качестве средней температуры конца замыкания принимают среднегодовую температуру, температуру наиболее теплого либо наиболее холодного полугодия.

[2] Заметим, что несмотря на бесконечную жесткость элементов расчетной схемы обычно предполагается возможность их принудительного деформирования температурным воздействием.

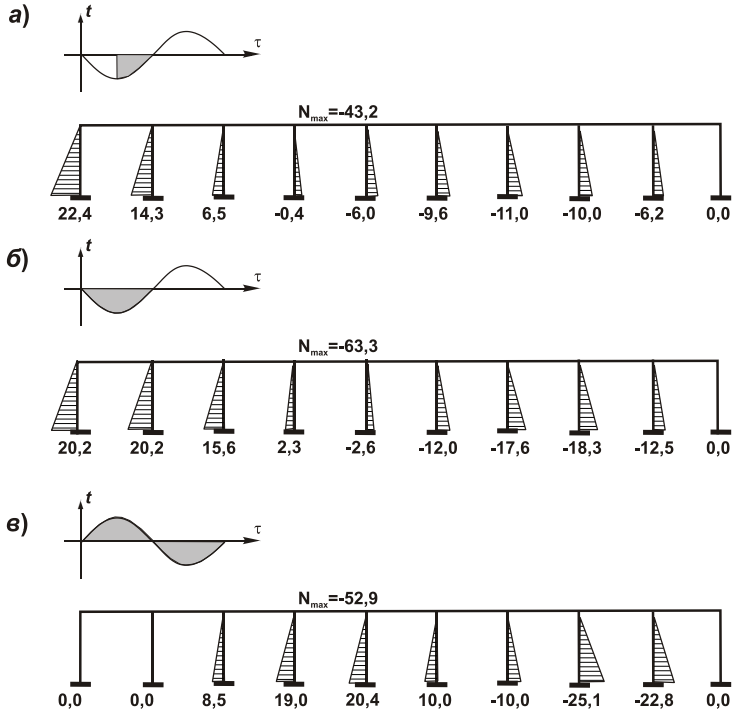


Рис. 9.7. Начальные усилия, возникающие при окончании замыкания рамы в апреле при длительности монтажа 3, 6 и 12 месяцев

На *рис. 9.8* представлена принципиальная схема изменения температуры конструкции с мгновенным замыканием, когда эти изменения следуют за среднесуточной температурой окружающего воздуха.

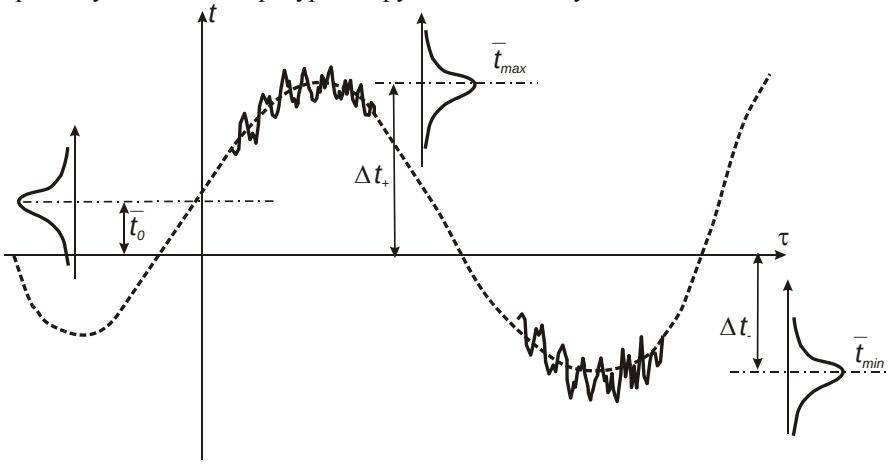


Рис. 9.8. Принципиальная схема изменения температуры конструкции

Такие условия имеют место в случае немассивных конструкций открытых сооружений или неотапливаемых зданий. Они также могут относиться к внешним конструктивным элементам здания.

В СНиП 2.01.07-85* используется предположение, что можно пренебречь колебаниями температуры с суточным периодом и колебаниями среднесуточных температур. Принимается, что начальная температура t_0 является функцией

$$t_0 = A\sin\frac{2\pi}{T}x. \tag{9.13}$$

где x – время – случайная величина, равномерно распределенная в интервале времени $(-T/2\ ;\ T/2)$;

T – период, равный одному году;

A – амплитуда, равная полуразности между температурами наиболее теплого (июль) и наиболее холодного (январь) месяцев года. Плотность вероятности случайной величины t_0

$$f\ t_o\ = \begin{cases} \dfrac{1}{\pi\sqrt{A^2 - t_0^2}} & \text{при } |t_0| < A \\ 0 & \text{при } |t_0| \geq A \end{cases} \tag{9.14}$$

представляет собой график арксинуса (рис. 9.9). Далее рассматривается два неблагоприятных случая, когда монтаж выполняется в теплое и холодное время года. Математическое ожидание положительных и отрицательных значений отстоит от центра распределения на величину $2A/\pi$.

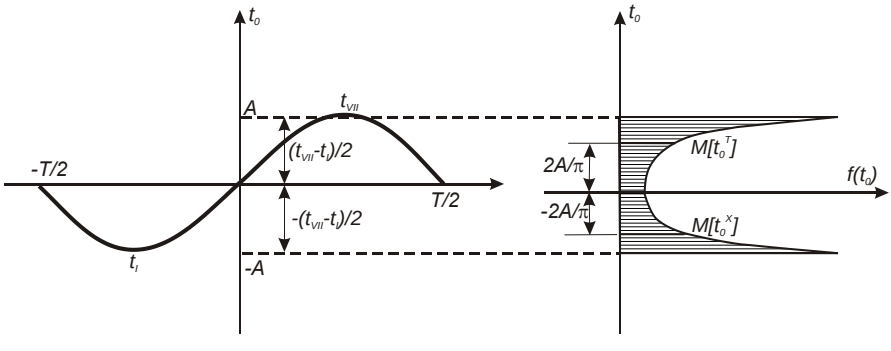


Рис. 9.9. Функция изменения и плотность вероятности начальной температуры t_0

Считая, что среднегодовая температура примерно равна полусумме температур января и июля. t_{I} и t_{VII}, получают соответствующие температуры замыкания

$$\left.\begin{aligned} t_0^{\text{т}} &= \frac{t_{\text{VII}} + t_{\text{I}}}{2} + \frac{t_{\text{VII}} - t_{\text{I}}}{\pi} \approx 0,8t_{\text{VII}} + 0,2t_{\text{I}} \\ t_0^{\text{х}} &= \frac{t_{\text{VII}} + t_{\text{I}}}{2} - \frac{t_{\text{VII}} - t_{\text{I}}}{\pi} \approx 0,2t_{\text{VII}} - 0,8t_{\text{I}} \end{aligned}\right\}. \qquad (9.15)$$

Например, для Киева, где $t_{\text{I}} = -5$ °С и $t_{\text{VII}} = +20$ °С по формуле (9.13) получается $t_0^{\text{х}} = 0$ °С, а $t_0^{\text{т}} = 13,5$ °С.

9.6. Длительная и кратковременная часть температурного воздействия

В целом ряде случаев в расчетах конструкций необходимо учитывать длительность действия этих временных нагрузок, если продолжительность их действия достаточна для проявления влияния на прочностные и деформационные свойства материалов, на образование и раскрытие трещин, на снижение долговечности конструкций. Так, например, расчет железобетонных и бетонных конструкций по прочности, по деформациям и по раскрытию трещин производится с учетом влияния длительного действия нагрузок и воздействий. При этом усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях определяются с учетом неупругих деформаций бетона, арматуры и наличия трещин. Учет всех этих факторов обязателен при определении усилий, возникающих от изменения температуры.

Температурные климатические воздействия обусловлены изменениями температуры воздуха, в которых имеются вполне закономерные периодические колебания с годовым и суточным периодом. На периодические колебания накладываются случайные колебания, связанные с изменением погоды на небольших отрезках времени (несколько суток). Колебания температуры с суточным периодом и случайные погодные колебания можно отнести к кратковременным. Исключить их можно, например, сглаживанием. Сглаженная функция изменения температуры воздуха с годовым периодом близка к гармоническому закону и в наиболее неблагоприятные (с точки зрения расчета) периоды изменяется плавно. Заметная разница значений температуры в эти периоды ощущается в интервалах в два–три месяца.

Сглаженная функция изменения температуры воздуха, построенная по многолетним среднемесячным данным, применяется многими авторами в качестве длительной нагрузки в расчетах бетонных и железобетонных конструкций с учетом реологических свойств материала [1, 4]. Этот же принцип определения длительной и кратковременной частей температурных климатических воздействий положен в основу проекта новой редакции СНиП Нагрузки и воздействия. При определении усилий и деформаций от температурных воздействий вводится фактор времени путем представления величины воздействия в виде кратковременной и длительной части. При

этом к кратковременной относится лишь та часть температурного воздействия, которая обусловлена влиянием солнечной радиации, колебаниями температур воздуха с суточным периодом и неблагоприятными отклонениями среднесуточных температур от уровня соответствующих среднемесячных. Остальная часть температурного воздействия считается длительно действующей.

9.7. Расстояние между температурными швами

При проектировании одноэтажных промышленных зданий нормы разрешают не учитывать климатические температурные воздействия, если размеры температурного отсека не превышают предельных. Эти размеры установлены опытом строительства и эксплуатации, не имеют хорошего обоснования и, более того, во многом вызывают обоснованные сомнения (например, они не зависят от высоты и гибкости колонн). Упомянутые сомнения возрастают, если выполнить расчет предельного температурного отсека. Результаты оказываются обескураживающими — температурные усилия могут намного превышать несущую способность.

В чем же дело? Ведь ни разу не наблюдалось обрушение несущих конструкций, вызванное температурными перегрузками. Дело в том, что температурное воздействие проявляет себя как прессовое загружение и, как было сказано в разделе 1, перегрузка от него не вызывает таких катастрофических последствий, как перегрузка силовым воздействием.

Означает ли это, что можно вообще не считаться с температурными воздействиями? Нет, поскольку они вызывают знакопеременные пластические деформации, которые при многократных повторениях могут вызвать малоцикловую усталость или другой вид повреждения. Однако проверка на малоцикловую усталость требует определенной квалификации и не предусмотрена большинством популярных программных систем. Это должен иметь в виду практикующий проектировщик.

Кроме всего прочего, огромную роль играют эффекты, которыми обычно пренебрегают в расчетах конструкций на силовые воздействия. К их числу относится пренебрежение неплотностями в болтовых соединениях, которые дают возможность сдвига на величину, равную половине черноты отверстия под болт, практически без возникновения внутренних усилий. Поскольку эти неплотности могут иметь размеры, сопоставимые с величиной температурного удлинения, то очевидна неточность обычного температурного расчета.

В работе [13] указан еще один источник расхождения расчетных прогнозов с наблюдаемыми явлениями — резкое снижение температурных усилий за счет учета упругой податливости ригеля[3] (заметим, что и люфт в узловых

[3] В проектной практике твердо укоренилась традиция считать ригель недеформируемым в продольном направлении.

соединениях можно интерпретировать как снижение податливости, поэтому результаты, приведенные ниже, имеют более общее значение).

Итак, в [13] показано, что для достаточно типичной схемы (*рис. 9.10*) усилие, передаваемое на колонну, при неограниченном увеличении числа пролетов не может превысить величину

$$F_n = \alpha T l \left[\lambda/2 + \sqrt{\lambda^2/4 + \lambda}\right]^{-1} C_{\text{кол}} \tag{9.16}$$

а продольная сила в ригеле — значение

$$N = \alpha T l C_{\text{риг}} \tag{9.17}$$

Здесь $\lambda = C_{\text{кол}}/C_{\text{риг}}$ — отношение жесткостей колонны и ригеля; α — коэффициент температурного расширения; T — температурный перепад; l — пролет.

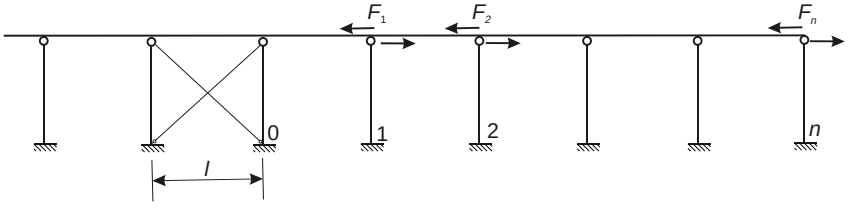


Рис. 9.10. Схема конструкции

На *рис. 9.11* приведен график снижения усилия в последней стойке температурного отсека при учете податливости ригеля по сравнению с гипотезой о бесконечной жесткости ригеля.

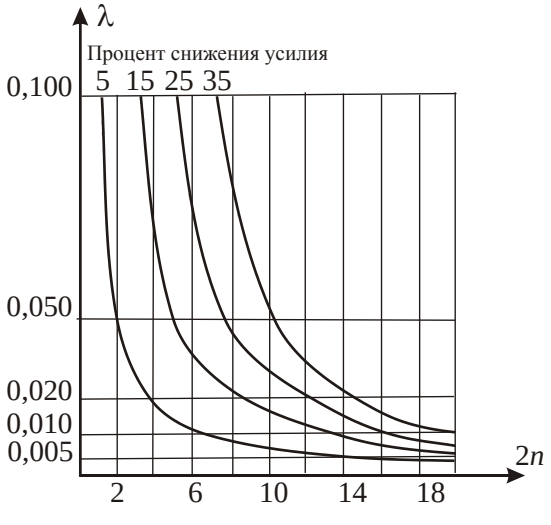


Рис. 9.11. Снижение усилий за счет податливости ригеля

Предельно допустимые расстояния между температурными швами в каркасах одноэтажных зданий, установленные нормами проектирования России СНиП II-23-81* издания 2003 года и Украины ДБН В.2.6-163:2010, сопоставлены в таблице 9.9. Указанные в таблице интервалы расстояний учитывают, что для зданий с высотой H > 12 м ДБН позволяют увеличивать расстояния между температурными швами умножением на коэффициент

$$k = H/12 \le 1{,}5 \ . \qquad (9.18)$$

Таблица 9.9

Типы зданий и сооружений	Вдоль блока		Поперек блока	
	по СНиП	по ДБН	по СНиП	по ДБН
Отапливаемое здание	230	280 - 420	150	180 - 270
Неотапливаемое здание	200	240 - 360	120	150 - 225
Горячий цех		180 - 270		120 - 180
Открытая эстакада	130	150 - 225	—	—

Из таблицы видно, что в украинских нормах проектирования увеличены размеры температурных блоков, при которых не нужно вести расчет на температурные климатические воздействия. Кроме того, в ДБН В.2.6-163:2010 установлены разные требования к предельно допустимым размерам температурных блоков неотапливаемых зданий и горячих цехов.

Целесообразность указанных изменений проанализирована путем компьютерного моделирования и расчета на температурные воздействия ряда пространственных стальных каркасов одноэтажных зданий, результаты которых частично опубликованы в [15]. Все проанализированные каркасы являются бескрановыми и состоят из поперечных рам с пролетом 24 м. Кровля выполнена из стального профилированного настила, ригели подняты в коньковом узле с уклоном 1:4. В карнизных узлах колонны жестко соединяются с ригелями, а к фундаментам могут прикрепляться жестко или шарнирно. Избранная конструктивная схема близка к системе "Astron", которая достаточно широко применяется при строительстве производственных зданий. Примеры наименьшего и наибольшего из рассчитанных каркасов с размерами в плане 24×108 м и 216×300 м (при высоте карнизного узла H = 8 м) приведены на рисунке 9.12.

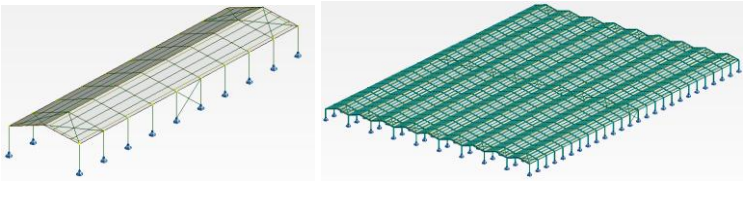


Рис. 9.12. Примеры смоделированных каркасов одноэтажных зданий

Анализ влияния перепадов температуры на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций заключался в исследовании зависимостей температурных перемещений и напряжений в элементах от размеров здания в плане и его высоты. Каркасы моделировались, как пространственные системы, и рассчитывались на действие собственного веса конструкций, снеговой и ветровой нагрузок, а также температурных воздействий. Снеговая и ветровая нагрузки приняты по нормам [6] для условий г. Полтавы, которые близки к средним по территории Украины. Температурные воздействия определены по [6] как для конструкций неотапливаемого здания.

Наибольшие перемещения карнизного узла вдоль здания в основном зависят от длины температурного блока, и в значительно меньшей степени от его ширины. Предельно допустимое согласно значение $\Delta_L = H/150 = 8000/150 = 53$ мм, достигается при длине температурного блока L = 250÷290 м. Из таблицы 9.9 видно, что это соответствует требованиям норм Украины, но превышает максимально допустимое расстоянию между поперечными температурными швами неотапливаемого здания, установленное нормами России.

Температурные перемещения в плоскости рамы практически не зависят от длины температурного блока и не превышают 30 мм даже при наибольшей рассмотренной ширине B=216 м. Это значительно меньше предельно допустимого значения перемещения $\Delta_B = 53$ мм для здания высотой 8 м. Вследствие распорного влияния вертикальных нагрузок суммарные перемещения с учетом действия снега, ветра и постоянной нагрузки достигают предельно допустимого значения $\Delta_B = 53$ мм при ширине температурного блока около 100 м, которая меньше предельно допустимых расстояний между продольными температурными швами, указанных в таблице 9.9.

Конечным итогом выполненных исследований стали зависимости предельно допустимых значений длины L и ширины B температурного блока от высоты здания, приведенные на рис. 9.13. Они получены из условия равенства зависимостей продольных и поперечных перемещений карнизного узла от длины, ширины и высоты здания, полученных в результате выполненных расчетов, и предельно допустимых значений этих перемещений $\Delta B = \Delta L = H/150$. На том же рисунке указаны предельно допустимые значения L и B для неотапливаемых зданий, установленные по нормам проектирования стальных конструкций Украины и России.

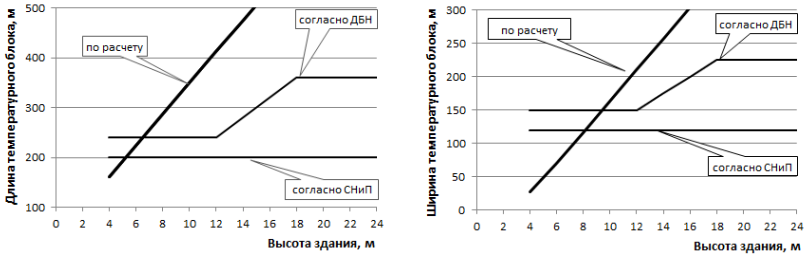


Рис. 9.13. Зависимости предельно допустимых значений длины L и ширины B температурного блока от высоты здания

Из рисунка видно, что предельно допустимые расстояния между температурными швами, полученные из условия ограничения перемещений карнизных узлов, возрастают при увеличении высоты здания. Поэтому их увеличение при $H > 12$ м, предусмотренное нормами проектирования стальных конструкций Украины ДБН В.2.6-163: 2010, можно считать вполне оправданным. Однако для более низких зданий, при $H < 6 \div 10$ м, размеры температурных блоков следует уменьшать.

Описанные результаты получены в [15] для конкретной конструктивной схемы каркасов и поэтому не могут претендовать на общность. Например, рамы с прямолинейными ригелями, в которых отсутствуют распорные усилия от вертикальных нагрузок, работают несколько иначе и для таких зданий могут быть получены другие значения предельно допустимой ширины температурного блока. Тем не менее, выявленные тенденции следует учитывать при проектировании зданий со стальными каркасами и при совершенствовании норм проектирования.

9.8. Технологические температуры

Конструкции промышленных зданий (чаще всего стальные) подвергаются воздействию высоких температур в горячих цехах. В металлургическом производстве эти воздействия реализуются путем лучистого и конвективного нагрева, а в аварийных ситуациях — непосредственным воздействием расплавленного металла. Источниками, вызывающими нагрев, являются доменные, сталеплавильные и сталелитейные печи, конверторы, вагранки, ковши с расплавленным металлом и шлаком, изложницы и литейные конвейеры с горячими слитками, штабеля горячих блумов и слябов, прокатываемый и складируемый после прокатки металл и др.

Весьма высокому нагреву, доходящему в некоторых зонах до температур 400–600 °С, подвергаются колонны, балки и настилы рабочих площадок сталеплавильных и доменных цехов. Общему постоянному нагреву до 100–150 °С подвергаются подкрановые конструкции, расположенные над сталеплавильными печами. При этом наблюдается многократный нагрев–охлаждение, который в некоторых производствах может достигать 50 теплосмен в сутки.

Наблюдения, проведенные в отделении нагревания слитков и на складе готовой продукции непрерывно–заготовочного стана с одновременными замерами температуры в 40–50 точках подкрановых путей, зафиксировали как длительные отклонения от нейтральной температуры, так и кратковременные колебания [11]. Разность температур по длине температурного блока достигала 100 °С при градиенте до 0,12 °С/см.

Статистический анализ шести серий измерений [14] с типичными результатами, показанными на *рис. 9.14*, свидетельствует, что технологический нагрев может быть описан нормальным стационарным случайным процессом с

нормированной автокорреляционной функцией вида $R(T)=\exp(-\alpha T)$. Статистические характеристики приведены в *табл. 9.10*, где указано математическое ожидание M, стандарт σ, параметр нормированной корреляционной функции α и значение эффективной частоты ω.



Рис. 9.14. Характерный ход нагревания конструкций от технологических источников тепла

Таблица 9.10

Производство	Сезон	M, °C	σ, °C	α, 1/час	ω, 1/час
Отдел. раздевания слитков	Лето	126,5	14,3	0,472	1,51
Отдел. раздевания слитков	Зима	78,2	19,3	0,583	1.41
Склад заготовок	Лето	183,2	28,5	0,576	1.26
Склад заготовок	Зима	143,1	29,7	0,511	1.01
Отдел. нагревания слитков	Лето	87,3	12,5	0,725	1.18
Склад слябов	Лето	88,6	17,4	0,434	0.87

Приведенные характеристики позволяют вычислять расчетные значения технологических температур и температурных перепадов, включая циклическую составляющую, для конструкций, на которых выполнены измерения. К сожалению, исследования технологических температур выполняются недостаточно часто, а многообразие технологических схем создает огромные затруднения для получения обобщающих данных. Все это вызывает необходимость решать задачу каждый раз заново и приводит к заметному разбросу параметров нагрева строительных конструкций, которые обычно приводится в технологическом задании на проектирование. Материал, изложенный выше, может помочь в оценке правдоподобности таких данных.

9.9. Некоторые сведения о воздействии температуры пожара

Температурные воздействия при пожаре влияют на конструкции, главным образом, косвенно. При характерных для развившихся пожаров значениях температуры, достигающей многих сотен градусов, резко меняются прочностные характеристики строительных материалов, что может привести (и приводит!) к обрушению конструкций под действием собственного веса.

На *рис. 9.15* показана характерная зависимость изменения кривой «напряжение–деформация» для обычной конструкционной стали. Совершенно очевидно, что уже нагрев до температуры порядка 400 °С является практически неприемлемым по соображениям несущей способности.

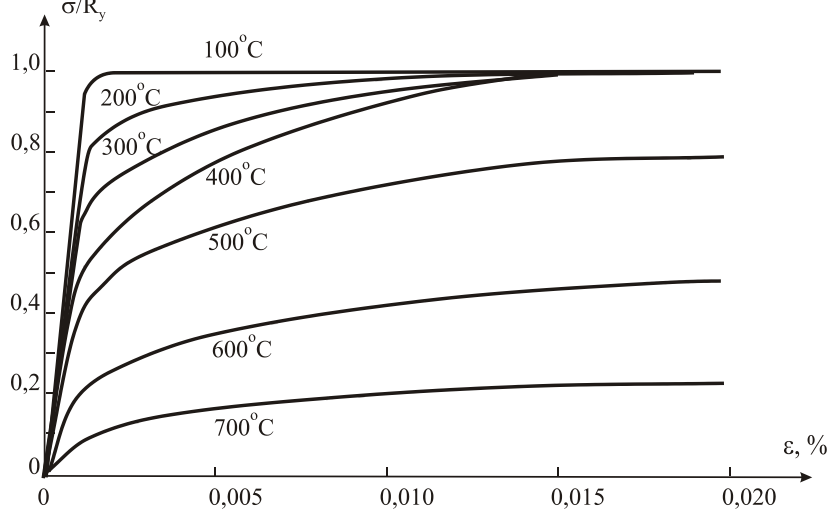


Рис. 9.15. Изменение свойств конструкционной стали при увеличении температуры

Вероятность пожара, начинающегося в данном здании или помещении, может быть представлена как процесс Пуассона с постоянной интенсивностью, в котором вероятность возгорания на интервале времени (t, $t+dt$) в каком–либо помещении представляется в виде:

$$\text{P}\{\text{возгорание}\} = V_{fire}\, dt. \tag{9.19}$$

Коэффициент интенсивности V_{fire} может быть вычислен как сумма локальных значений, распределенных по площади помещения:

$$V_{fire} = \int_{A_f}\int \lambda(x, y)\, dxdy \tag{9.20}$$

где $\lambda(x, y)$ соответствует вероятности возгорания в год на 1 м^2 для данного типа помещений; A_f – площадь помещения. В большинстве случаев $\lambda(x, y)$

для упрощения можно считать постоянной величиной. Тогда формула (9.20) может быть упрощена:

$$V_{fire} = \lambda A_f. \tag{9.21}$$

Возможные значения λ представлены в *табл. 9.11*.

Таблица 9.11

Тип здания	λ, 1/м^2·год
Жилые дома / школы	От 0.5 до 4×10^{-6}
Мастерские / конторские помещения	От 1 до 10^{-6}
Промышленные здания	От 2 до 10×10^{-6}

После возгорания возможны различные способы развития пожара:

- огонь может прекратиться после некоторого периода времени, потому что иссякли горючие вещества;
- пожар может быть своевременно обнаружен и потушен;
- может сработать автоматическая система спринклеров или пожарная команда может прибыть вовремя, чтобы предотвратить вспышку.

Только в меньшей части случаев пожар развивается полностью во всем здании или пожарном отсеке, хотя иногда огонь может прорываться через защитные барьеры и пожар переходит в другой отсек.

С конструктивной точки зрения, к отказу могут привести только полностью развившиеся пожары (*рис. 9.16*). Для очень больших помещений, насыщенных горючими веществами или сгораемым оборудованием, например в промышленных зданиях, привести к повреждению конструкций может также локальный пожар высокой интенсивности.

Коэффициент интенсивности перехода пожара из стадии тления в стадию открытого огня дается выражением:

$$V_{\text{flash jver}} = P\{\text{открытый огонь} \mid \text{возгорание}\}\ V_{\text{fire}}. \tag{9.22}$$

На вероятность появления открытого огня при наличии воспламенения, очевидно, влияет наличие системы спринклеров и действия пожарных команд. Численные значения, которые могут быть использованы в расчетах, представлены в *табл. 9.12*.

Таблица 9.12

Метод защиты	Вероятность появления открытого огня при наличии воспламенения
Добровольная пожарная команда	10^{-1}
Спринклеры	10^{-2}
Специализированная пожарная команда совместно с системой аварийной сигнализации (только в промышленных зданиях)	От 10^{-3} до 10^{-2}
Спринклеры и специализированная пожарная команда	10^{-4}

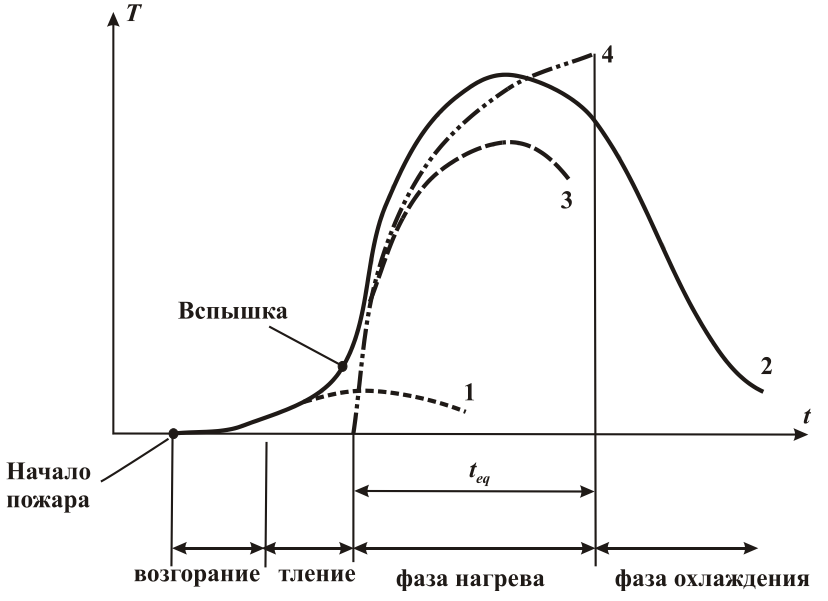


Рис. 9.16. Кривая «температура–время»: 1 — при успешных действиях системы спринклеров или пожарной команды; 2 — при развитом пожаре; 3 — при действии пожарной команды, прибывшей после того, как появилось открытое пламя; 4 — по рекомендациям стандарта ИСО

В многих технических приложениях, используется эквивалентная нормальная температура пожара по стандарту ИСО 834 [31]:

$$\theta = \theta_0 + \theta_A \log_{10}(\alpha t + 1) \qquad \text{для } 0 < t < t_{eq}\,, \tag{9.23}$$

где

$$t_{eq} = \frac{\beta_f q_0 A_f}{A_t \sqrt{f}}\,, \tag{9.24}$$

θ — температура в помещении;
θ_0 — температура при начале пожара (обычно принимается 20 °С);
θ_A — параметр, обычно принимаемый равным 345 °К;
α — параметр (0,13 1/с);
t — время;
t_{eq} — эквивалентное время продолжительности пожара;
β_f — коэффициент, моделирующий неопределенность;
q_0 —плотность пожарной нагрузки на единице площади помещения;
A_f — площадь помещения;
A_t — общая внутренняя площадь поверхности;
f — коэффициент открытости для вентиляции (см. [31], 2.20.7, 2.20.8).
Численные значения и вероятностные модели даны в [31], табл. 2.20.4.

Пожар в стадии открытого огня является наиболее опасным. В этой стадии расчетная нагрузка характеризуется определенной температурно–временной зависимостью. Представленные в Еврокоде [30] параметрические уравнения являются, по–видимому, наиболее широко используемыми для оценки температур. Температурно–временная связь, полученная для произвольного значения пожарной нагрузки, значения открытости помещения, определяющего вентиляцию и приток кислорода, а также материалов ограждающих стен, представлены на *рис. 9.17*. На нем показан один из наборов кривых, найденных Magnusson и Thelandersson [32], на основе которых были получены уравнения Еврокода.

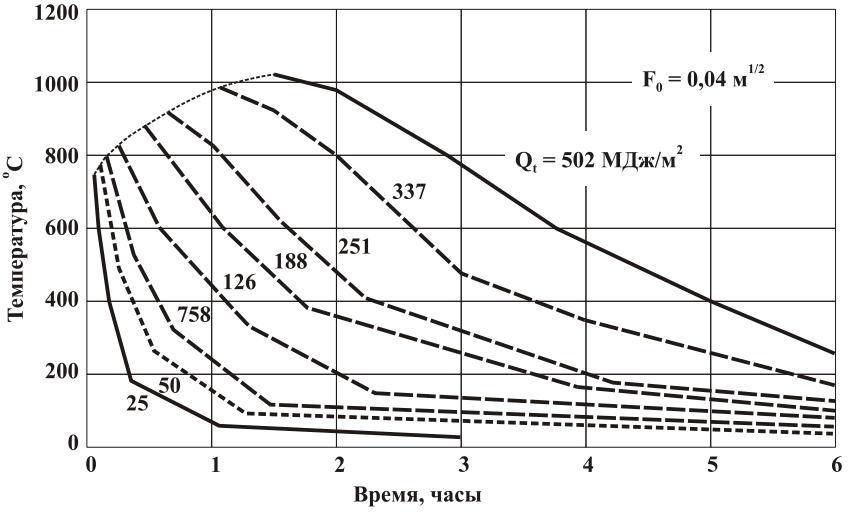


Рис. 9.17. Зависимость температуры от времени для различных значений температурной нагрузки

Еврокод [30] делит развитие пожара на два периода: период нагрева (идентичный нормальной температурной кривой по СТ ИСО 834 [31]) и период затухания. Уравнение для периода нагрева:

$$T = 1325\left[1 - 0,324\exp(-0,2t^*) - 0,204\exp(-1,7t^*) - 0,472\exp(-19t^*)\right], \quad (9.25)$$

где T – температура, t^* – приведенное время в часах, вычисляемое как

$$t^* = t\left(\frac{F_0 / F_{ref}}{b / b_{ref}}\right)^2 \quad (9.26)$$

$b = \sqrt{k\rho C_p}$, Вт·с^{1,2}/(м^2·К);

F_0 — коэффициент открытости;

F_{ref} = 0,04 — номинальное значение коэффициента открытости;

b_{ref} = 1160 Вт·с^{1,2}/(м^2·К) — номинальное значение параметра b.

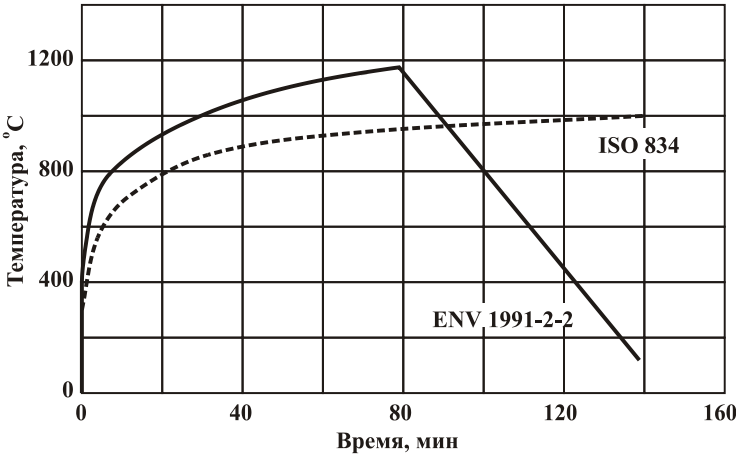


Рис. 9.18. Сопоставление температурных кривых

На *рис. 9.18* представлены зависимости «температура–время» из Еврокода и СТ ИСО 834 при коэффициенте открытости F_{ref} = 0,05 и пожарной нагрузке 500 МДж/м^2.

9.10. Климатическая температура как воздействие на ограждающие конструкции зданий

Кроме силового воздействия на несущие конструкции, температура атмосферного воздуха является определяющим фактором при проектировании теплозащитной оболочки зданий. Нормативные документы Украины [7] и России [20] устанавливают четыре расчетных значения: температуры наиболее холодных суток и наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 и 0,98, что соответствует средним периодам повторяемости этих значений 12,5 и 50 лет. Современные требования обуславливают необходимость более детального нормирования расчетных значений температуры атмосферного воздуха с учетом установленного срока службы и величины тепловой инерции ограждающей конструкции. Еще одним недостатком норм [7, 20] является дискретность представления расчетных значений, которые заданы лишь для ограниченного перечня населенных пунктов. При этом для других местностей рекомендуется принимать расчетные значения по данным ближайшего пункта наблюдения из числа указанных в нормах. Однако географическая близость далеко не всегда гарантирует близость климатических условий, что приводит к возможности неправильного выбора проектировщиком необходимых расчетных значений. Решение этой проблемы возможно путем составления карт территориального районирования, как это сделано в нормах нагрузок на строительные конструкции.

Усовершенствованный подход к нормированию расчетных значений температуры воздуха для теплотехнических расчетов ограждающих конструкций изложен в [11, 27] на примере территории Украины. Изложенные методы вероятностного описания температуры, определения, обобщения и территориального районирования расчетных значений вполне применимы и для других территорий с иным климатическим режимом. В основу методики положено вероятностное описание температуры воздуха в форме квазистационарного случайного процесса, описанного в параграфе 9.3. Эта вероятностная модель позволяет определять максимальные (летние) и минимальные (зимние) расчетные значения температуры воздуха с учетом их периода повторяемости, соответствующего установленному сроку службы здания, а также интервала осреднения температуры, отражающий тепловую инерцию ограждающей конструкции.

С целью учета тепловой инерции ограждающих конструкций расчетные значения температуры воздуха определяются по характеристикам сглаженного (усредненного на интервале Z) случайного процесса температуры

$$Y(t) = \frac{1}{Z}\int_{t-z}^{t} X(\tau)\,d\tau \ , \qquad (9.27)$$

где X(t) – исходный случайный процесс изменения среднесуточной температуры воздуха. Статистические характеристики процесса Y(t) равны

$$M_Y(t) = M_X(t)\,; \qquad \omega_Y = \sqrt{\frac{2}{Z}\left[1-\exp\left(-\frac{Z}{3}\right)\right]}\ ;$$
$$S_Y(t) = \frac{S_X(t)}{Z}\sqrt{6{,}6\,Z + 20\exp(-\alpha Z) - 20}\ . \qquad (9.28)$$

В формулах (9.28) $M_X(t)$ і $M_Y(t)$ – функции математического ожидания случайных процессов среднесуточной и сглаженной температуры воздуха; $S_X(t)$ і $S_Y(t)$ – функции стандартов тех же процессов; Z – интервал осреднения случайного процесса температуры воздуха, зависящий от тепловой инерции конструкции.

В силу операции осреднения (9.27) случайный процесс сглаженной температуры Y(t) можно считать квазистационарным и близким к нормальному со статистическими характеристиками (9.28), заданными в форме табличных последовательностей из 12 месячных значений. Приравнивая среднее количество превышений детерминированного уровня Y в течение одного года к его допустимому значению $\lambda=1/T$, получаем уравнение

$$\frac{1}{T} = \int_{0}^{1\text{год}} \lambda(t)\,dt = 4{,}8\,\omega_Y \sum_{i=1}^{12} \exp\left[-\frac{(Y-M_i)^2}{2\,S_i^2}\right] \qquad (9.29)$$

в котором M_i и S_i – значения функций $M_Y(t)$ і $S_Y(t)$ для i-того месяца года по (9.28); ω_Y – эффективная частота сглаженного процесса по (9.28), выраженная в 1/сутки.

Численное решение уравнения (9.29) относительно Y дает два корня: минимальное и максимальное расчетные значения температуры воздуха в данной местности, зависящие от заданного периода повторяемости T и интервала осреднения температуры Z, который учитывает тепловую инерцию ограждающей конструкции.

На базе описанной методики по данным 485 пунктов наблюдения Украины вычислены минимальные расчетные значения температуры воздуха для ряда значений периодов повторяемости T и интервалов осреднения Z. В качестве примера на *рис. 9.19* приведены зависимости минимальных расчетных значений температуры воздуха от T и Z для метеостанций Сумы и Ялта, отражающих диапазон изменений температуры на территории Украины.

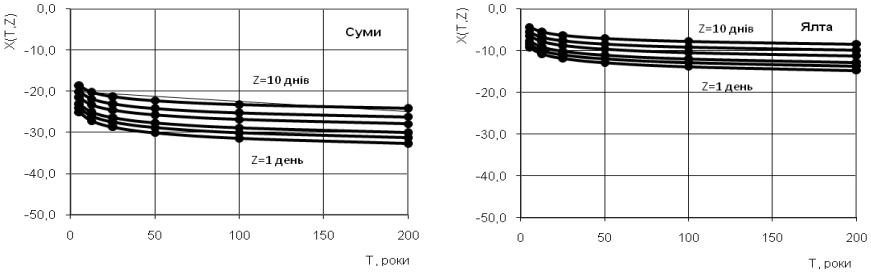


Рис. 9.19. Зависимости минимальных расчетных значений температуры воздуха от периода повторяемости T и интервала осреднения Z

Близкий характер полученных зависимостей позволил построить карту территориального районирования Украины по характеристическим значениям температуры и установить обобщенную зависимость минимальных расчетных значений от характеристических в виде:

$$X(T,Z) = (X_0 - 36,5) \times [0,74 + 0,07 \log(365\,T/Z)] + (4150 - H)/100 \ , \qquad (9.30)$$

где T – период повторяемости расчетного значения в годах, который можно принимать равным установленному сроку эксплуатации здания; Z – заданный интервал осреднения температуры в сутках; H – высота расположения объекта над уровнем моря в метрах (при H<500 м следует принять H=500 м).

Разработанная методика обеспечивает возможность определения минимальных расчетных значений температуры атмосферного воздуха с учетом произвольных значений периода повторяемости и интервала осреднения температуры, что расширяет возможности проектировщика по учету срока службы и тепловой инерции ограждающих конструкций. Аналогичным образом можно нормировать также максимальные (летние) расчетные значения температуры воздуха, а также реализовать подобные исследования для других регионов.

Литература

1. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. — М.: Стройиздат, 1973.
2. Белышев И.А. О выборе исходных температур воздуха для статических расчетов конструкций // Развитие методики расчета по предельным состояниям. — М.: Стройиздат, 1971.
3. Белышев И.А. Нормирование температурных климатических воздействий для расчета конструкций зданий // Тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, Вып. 42 «Расчет строительных конструкций». — М.: Стройиздат, 1976. — С. 23–36.
4. Белышев И.А., Клепиков Л.В. Статистический анализ данных о температуре воздуха для расчета конструкций // Исследования нагрузок на сооружения и надежность строительных конструкций. Тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. — М.:ЦНИИСК, 1976. — С. 11–34.
5. ГОСТ 12.1.005-88. Общие санитарно–технические требования к воздуху рабочей зоны. — М.: Изд-во стандартов, 2001. — 49 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. - К.: Мінбуд України, 2007.- 60 с.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.- К., 2010.- 101 с.
8. Емельянов А.А. Выбор расчетных значений температур при расчетах, конструкций зданий на температурно–влажностные воздействия и усадку // Тр. ЦНИИСК им. Кучеренко. – 1970, Вып. 10.
9. Заварина М.В. Строительная климатология. — Л.: Гидрометеоиздат, 1976. — 312 с.
10. Ильинский В.М. Строительная теплофизика. — М.: Высш. школа, 1974. — 313 с.
11. Карюк А.Н., Пашинский В. А. Принципы и методика нормирования температуры воздуха для проектирования теплозащитной оболочки зданий // Новые идеи нового века – 2013. Материалы Тринадцатой Международной научной конференции. В трех томах. – Том 2. – Хабаровск: Издательство ТОГУ, 2013. – С. 315 – 321.
12. Карюк А.М. Статистичні характеристики середньодобової температури повітря на території України / А.М. Карюк, В.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2012 – Випуск № 47, частина 2. – С. 157-163.
13. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. и др. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1984. — 301 с.
14. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. — К.:Вид–во ін–ту УкрНДІПСК, 1990. — 185 с.
15. Пашинский В.В. Влияние климатической температуры на стальные каркасы одноэтажных зданий / В.В. Пашинский, Н.В. Пушкарь // Новые идеи нового века – 2013. Материалы Тринадцатой Международной научной конференции. В трех томах. - Том 2. - Хабаровск: Издательство ТОГУ, 2013. - с. 409-415.
16. Пашинський В.А. Особливості температурного режиму приморських територій України / В.А. Пашинський, А.М. Карюк // Вісник Одеської державної академії

будівництва та архітектури.– Одеса: ОДАБА, 2013 – Випуск № 49, частина 1. – С. 270-274.
17. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 194 с.
18. СТ СЭВ 383–87. Пожарная безопасность в строительстве. Термины и определения. — М.: Изд–во стандартов, 1987. — 8 с.
19. Справочник по климату СССР. Часть II. Температура воздуха и почвы. Вып. 10. — Л.: Гидрометеоиздат, 1976. — 696 с.
20. СНиП 23-01-99*. Строительная климатология / Госстрой России. – М.:, 2003. – 91 с.
21. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
22. СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия. Строительные нормы и правила / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 2001. — 44 с.
23. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП, 2002. — 48 с..
24. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы / Госстрой СССР.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.— 200 с.
25. Сухов Ю.Д., Белышев И.А. Применение теории надежности для определения оптимальных длин температурных отсеков здания // Строительная механика и расчет сооружений. —1979. —№6.— С. 4–8.
26. Сухов Ю.Д. Расчет одноэтажных многопролетных рам на температуру с учетом упругой податливости ригеля здания // Строительная механика и расчет сооружений. —1974. — №1.— С. 51–53.
27. Температурні впливи на огороджувальні конструкції будівель (монографія). /В.А. Пашинський, Н.В. Пушкар, А.М. Карюк / – Одеса, 2012. –180 с.
28. Шкловер А.М. Теплоустойчивость зданий.— М.: Стройиздат, 1952 . — 188 с.
29. ENV 1991-2-5. Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2.5. Thermal actions.— Brussels: CEN 1997.— 62 p.
30. ENV 1991-2-2: Eurocode 1: Basis of design and action on structures. Part 2–2. Action on structures exposed to fire. — Brussels: European Committee for Standardization, 1995.
31. ISO 834. Fire resistance tests. Elements of building construction.— Geneva: International Organization for Standardization, 1975.
32. Magnisson S.E., Thelandersson S. Temperature–time curves for the complete process of fire development – A theoretical study of wood fuels in enclosed spaces // Acta Polytechnica.— Stockholm: 1970.
33. Soukhov D. Thermal Actions in the Eurocode 1 “Action on Structures” // LACER. — 2000. —No 5.— P. 379–386.

10. НАГРУЗКИ ОТ СМЕРЧА

10.1. Описание смерча как природного явления

Термин смерч (торнадо*) определяется стандартом [3] как сильный маломасштабный атмосферный вихрь диаметром до 1000 м, в котором воздух вращается со скоростью до 100 м/с, обладающий большой разрушительной силой. Смерчи в наибольшей степени распространены в США и в странах Карибского бассейна, хотя наблюдаются и в других странах, правда, значительно реже.

Смерч обычно наблюдается в виде воронкообразного образования (или хобота), которое опускается из основания кучевой тучи. Наибольшие тангенциальные скорости в вихре развиваются у края воронки, они падают к центру и с увеличением расстояния от наружного края воронки [7]. Скорость поступательного перемещения смерча достигает 40-50 км/ч, средняя длина траектории достигает сотен метров. Между осью смерча и точками, расположенными вдали от оболочки вихря имеется перепад давлений, достигающий десятков ГПа.

Все это делает смерч достаточно опасным явлением, и свидетельством этому являются многочисленные разрушения от смерчей. Особенно страдает от смерчей экономика США, где и сосредоточены основные усилия по исследованиям смерчей. Работает международный интернет-проект **www.tornadoprojekt.com** с описанием смерчей, особенностей их прохождения и причиненных разрушений, на страницах которого представлены снимки различных смерчей (*рис. 10.1*).

Смерч является локальным и весьма редким природным явлением, возможностью реализации которого пренебрегают при проектировании обычных строительных объектов (см., например, СНиП 2.01.07-85, где нагрузка от смерча даже не упоминается). Однако для ответственных объектов атомной энергетики, аварии которых связаны с большим материальным и социальным ущербом, смерч должен учитываться. По крайней мере, на этом настаивает руководство по безопасности МАГАТЭ [6], которое требует учета

* Термин *торнадо* принят в англоязычной литературе и является синонимом термина *смерч,* попытки делать между ними различия (например по масштабу действия) следует рассматривать как недоразумение.

вероятности появления смерча при выборе и оценке площадки строительства АЭС.





Рис. 10.1. Фотографии некоторых смерчей, помещенные на интернет-сайте **http://www.tornadoproject.com**

Зачастую смерчи связаны с грозами, поскольку столбы вращающегося воздуха обычно «растут» вниз из основания грозовых туч, в то время как тёплый воздух поднимается вверх и вращается вокруг своей оси (*рис. 10.2*).



Рис. 10.2. Смерч, сопровождающейся грозой (с сайта www.eco-news.ru)

Несмотря на большое разнообразие внешних форм смерчей, законы движения частиц внутри вихря (*рис. 10.3*) могут быть записаны достаточно уни-

версально, если воспользоваться условием динамического равновесия для давлений по нормали к линиям тока:

$$V^2/r = (dp/dr)/\rho, \tag{10.1}$$

где V — окружная скорость; r — расстояние по радиусу от оси вихря; ρ — плотность воздуха; dp/dr — скорость изменения давления вдоль радиуса.

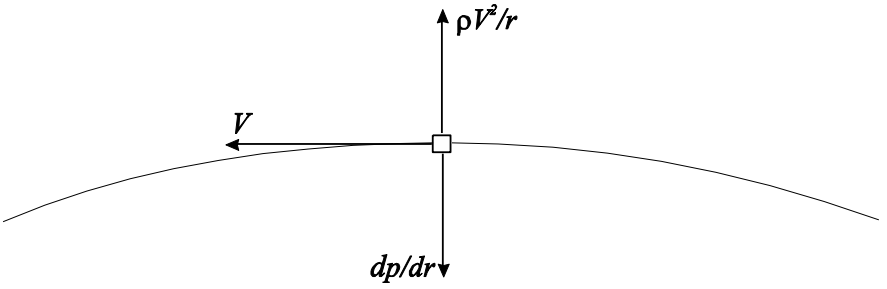


Рис. 10.3. Равновесие сил в вихре смерча

В предположении, что скорость ветра и давление не зависят от высоты над поверхностью земли, из закона Бернулли для идеальной несжимаемой среды [7, с. 99-100]

$$\frac{1}{2}\rho V^2 + p = \text{const} \tag{10.2}$$

получаем, что (10.1) и (10.2) дают уравнение

$$\frac{dV}{V} = -\frac{dr}{r}, \tag{10.3}$$

решение которого приводит к зависимости гиперболического типа между радиусом и тангенциальной скоростью

$$Vr = \text{const}. \tag{10.4}$$

Поскольку в реальном вихре сказывается влияние вязкости, то для некоторой части воздуха (вблизи центра) это приводит к вращению как жесткого тела, и в этой зоне скорость увеличивается с увеличением радиуса, а не уменьшается, как это следует из (10.4). В конце концов, приближенно принимается, что тангенциальная составляющая скорости V_t имеет форму так называемого вихря Ренкина:

$$V_t = \begin{cases} \dfrac{r}{R_m} V_m & (0 \le r \le R_m), \\ \dfrac{R_m}{r} V_m & (R_m \le r < \infty), \end{cases} \tag{10.5}$$

где V_m — максимальная тангенциальная скорость; R_m — радиус, где реализуется скорость V_m (*рис. 10.3*).

Если представить (10.1) в виде

$$\frac{dp}{dr} = \rho \frac{V^2}{r} \tag{10.6}$$

и проинтегрировать это выражение в пределах от бесконечности до r, то с учетом (10.5) получим следующие выражения для давления

$$p = \begin{cases} \rho \dfrac{V_m^2}{2}\left(2 - \dfrac{r^2}{R_m^2}\right) & (0 \le r \le R_m), \\ \rho \dfrac{V_m^2}{2}\dfrac{R_m^2}{r^2} & (R_m \le r < \infty). \end{cases} \tag{10.7}$$

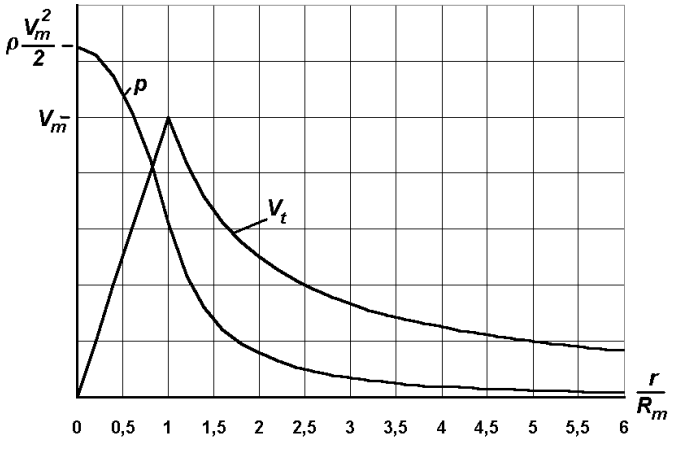


Рис. 10.4. Изменение тангенциальной скорости и давления для вихря Ренкина

Максимальное значение давления (разрежение) реализуется на оси вихревой воронки (*рис. 10.4*).

В работе [9] указаны более точные выражения, описывающие поле скоростей в смерче. Они основаны на гипотезе о наличии некоторой «граничной поверхности» (*рис. 10.5*), разделяющей воронку смерча и окружающий ее воздух. Предполагается, что вдали от смерча эта поверхность располагается на высоте δ_0, а в точках, расположенных на безразмерном расстоянии $\bar{r} = r / R_m$ от оси смерча, описывается функцией

$$\delta\ \bar{r}\ = \delta_0 \left[1 - \exp\ -0,5\bar{r}^2\ \right]. \tag{10.8}$$

Над указанной разделительной поверхностью окружная скорость определяется как

$$V_t\ \bar{r}\ = 1,4\frac{V_m}{\bar{r}}\left[1,0-\exp\ -1,255\bar{r}^2\ \right]=\ f\ \bar{r}\ , \tag{10.9}$$

а вертикальная скорость

$$V_t\ \bar{r}\ = 93,0\,V_m\bar{r}^3\exp\ -5,0\bar{r}\ = g\ \bar{r}\ . \tag{10.10}$$

При $\bar{r}\to 0$ окружная скорость меняется пропорционально $\bar{r}$, а при $\bar{r}\gg 1$ ее значение стремится к $1/\bar{r}$. Иными словами, асимптотическое поведение функции (10.9) такое же, как у вихря Ренкина.

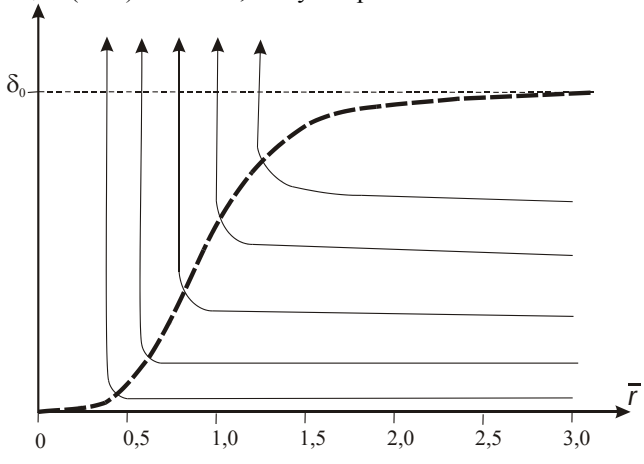


Рис. 10.5. Разделительная поверхность и линии тока

Под разделительной поверхностью поле скоростей зависит также и от относительной высоты $\eta = z/\delta$, и его окружная, радиальная и вертикальная компоненты соответственно равны:

$$\begin{aligned} V_t\ \bar{r}\ &= f(\bar{r})\left[1,0-\exp\ -\pi\eta\ \cos\ 2b\pi\eta\ \right];\\ V_r\ \bar{r}\ &= f(\bar{r})\ \ 0,672\exp\ -\pi\eta\ \sin\left[\ b+1\ \pi\eta\right]\ ;\\ V_z\ \bar{r}\ &= g\ \bar{r}\ \left[1,0-\exp\ -\pi\eta\ \cos\ 2b\pi\eta\ \right], \end{aligned} \tag{10.11}$$

где $b=1,2\exp\ -0,8\rho_k^4$.

Интенсивность смерчей принято классифицировать по F-шкале (*табл. 10.1*), предложенной Фуджитой [8], которая основана на описании характера разрушений от смерча и имеет семь градаций: от класса F0 (слабые повреждения) до класса F6 (невообразимые разрушения). Построение шкалы по описанию характера разрушений (*рис. 10.6*) дает возможность собирать статистические данные о смерчах в тех местах, где их параметры не зафиксированы инструментально (это удается сделать весьма редко), а также на основании исторических хроник.

Таблица 10.1

Класс смерча	Диапазон скоростей V_m, м/с	Степень повреждений	Характер разрушений
F0	До 33	Слабые	Некоторые повреждения труб и телевизионных антенн; сломанные ветки деревьев; поваленные деревья с неглубоко залегающим корнем
F1	33…49	Средние	Сорваны крыши; разбиты окна; перевернуты или передвинуты легкие автоприцепы; некоторые деревья вырваны с корнем или унесены; движущиеся автомобили снесены с дороги
F2	50…69	Значительные	Сорваны крыши с каркасов домов, но прочные вертикальные стены не разрушаются; разрушены неустойчивые здания в сельских районах; разрушены жилые автоприцепы; крупные деревья вырваны с корнем или унесены; опрокинуты железнодорожные товарные вагоны; подняты в воздух легкие предметы; снесены автомобили с дороги
F3	70…92	Серьезные	Сорваны крыши с каркасов домов и разрушена часть вертикальных стен; здания в сельских районах полностью разрушены; опрокинуты поезда; разорваны конструкции со стальной оболочкой типа ангаров и пакгаузов; автомобили отрывались от земли и подбрасывались в воздух; большинство деревьев в лесу вырваны с корнем, унесены или повалены на землю
F4	93…116	Опустошительные	Каркасы зданий повалены на землю целиком, остались лишь груды обломков; стальные конструкции сильно разрушены; кора с деревьев содрана небольшими летящими обломками; автомобили или поезда отброшены на значительные расстояния; крупные летящие предметы в воздухе
F5	117…140	Потрясающие	Каркасы зданий полностью сорваны с фундаментов; железобетонные конструкции сильно повреждены; в воздухе летящие предметы размером в автомобиль; могут возникать чрезвычайные явления
F6	141…330	Невообразимые	Степень и тип разрушений трудно предположить

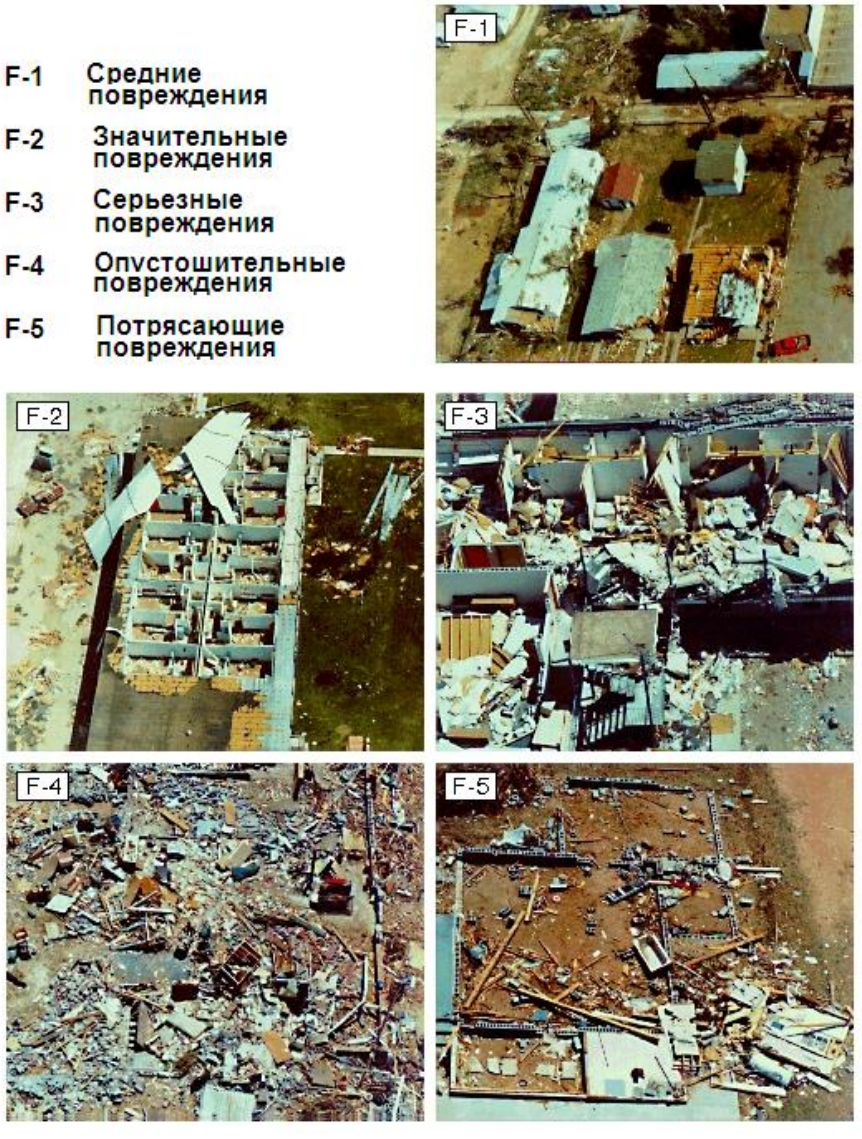


Рис. 10.6. Графическая иллюстрация шкалы Фуджиты

В эмпирической модели Фуджиты–Пирсона [8] классы интенсивности FX по F-шкале связываются с минимальными для каждого класса характерными параметрами смерча — скоростью вращения стенки, длиной пути и т.д.

Представляется, что можно принять эти зависимости не дискретными, а непрерывными, как это сделано в Руководстве [5]. Тогда скорость вращения стенки V_{mX}, длина L_X, ширина W_X зоны прохождения смерча, поступательная

скорость движения смерча U_X и перепад давления между периферией и центром воронки смерча Δp_X будут определяться через класс X формулами:

$$V_X = 6{,}3(X+2{,}5)^{1{,}5} \quad \text{м/с;} \tag{10.12}$$

$$U_X = 1{,}575(X+2{,}5)^{1{,}5} \quad \text{м/с;} \tag{10.13}$$

$$L_X = 1{,}609\times10^{0{,}5(X-0{,}5)} \quad \text{км;} \tag{10.14}$$

$$W_X = 1{,}609\times10^{0{,}5\,(X-4{,}5)} \quad \text{км;} \tag{10.15}$$

$$\Delta p_X = 0{,}486(X+2{,}5)^3 \quad \text{ГПа.} \tag{10.16}$$

10.2. Расчетный смерч для объектов атомной энергетики

Нормативными документами, регламентирующим нагрузки от смерчей на объекты атомной энергетики, являются ведомственные нормы министерства атомной энергетики и промышленности СССР ПиН АЭ-5.6 [4] (далее – ПиН), утвержденные в 1986 г. Они, во-первых, декларируют необходимость учета смерчей и, во-вторых, указывают на требуемую обеспеченность, исходя из периода повторяемости событий один раз в 10000 лет.

Интенсивность этих воздействий зависит от класса смерча, который может реализоваться лишь с определенной вероятностью, поэтому при выборе значений расчетных нагрузок вопрос обеспеченности (вероятности непревышения) принятого класса смерча является основным. Этот вопрос решается различными способами не только в нормативных документах разных стран, что можно было бы понять, но и в различных документах, действующих на территории Украины.

К сожалению, одновременно действующие нормативные документы *расчетный класс* смерча связывают с разными уровнями вероятности:

- ПиН [4], который определяет уровень повторяемости – один раз в 10000 лет, т.е. ежегодная вероятность события $P_0 = 10^{-4}$.
- РД [5], который дает возможность определить нагрузки на объект и при этом рекомендует принимать ежегодную вероятность события $P_0 = 10^{-7}$.

Рекомендации [5] определяют годовую вероятность прохождения смерча с классом, превышающим X, как совместную вероятность того, что смерч пройдет через рассматриваемый район и при этом его класс будет не ниже X:

$$P = P_S\left(1 - F_X\right). \tag{10.17}$$

Здесь годовая вероятность P_S прохождения *любого* смерча через рассматриваемую часть местности M определяется как соотношение общей площади S прохождения смерчей (площадь поражений) через участок M к произведе-

нию его площади A на длительность периода T, за который эти смерчи наблюдались:

$$P_S = \frac{S}{A \cdot T}, \tag{10.18}$$

а через F_X в (10.17) обозначена интегральная функция распределения вероятности случайного появления смерчей различного класса, которую предлагается считать экспоненциальной. Предполагается, что параметры этого распределения можно определить путем минимизации среднеквадратичного отклонения наблюдаемых данных от указанной теоретической кривой.

Общей площади прохождения смерчей S обычно принимается для некоторой зоны, окружающей площадку строительства. Для Чернобыльской АЭс [10] был принят географический квадрат 5°×5° (*рис. 10.7*), однако исследовались и другие географические квадраты (см. *табл. 10.2*)

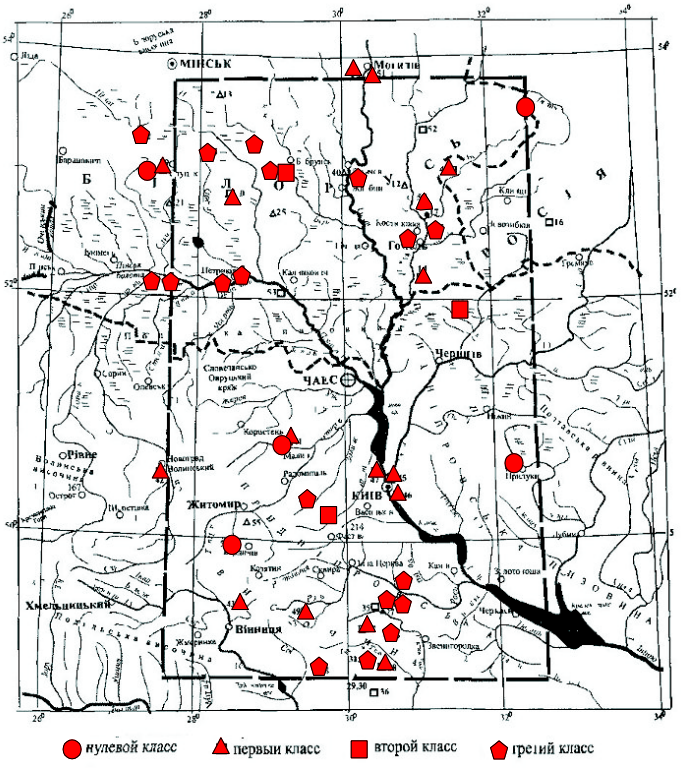


Рис. 10.7. Схема зарегистрированных смерчей

Как можно видеть из *табл. 10.2*, результаты зависят от выбора участка местности, который подвергался анализу на смерчеопасность. Этот произвол

можно было бы устранить, если использовать другой механизм подсчета, а именно вычислять площадь поражения по формуле

$$S = \sum_{i=1}^{m} S_i \exp\left(-d_i / D\right), \tag{10.19}$$

где S_i — площадь поражения i-го смерча, определяемого его классом, d_i — расстояние от смерча до площадки строительства, D — нормирующий множитель. Этот множитель, можно подобрать, например, таким образом, чтобы смерчи, зарегистрированные за пределами габарита географического квадрата 5°×5°, практически не оказывали влияние на результат подсчета.

Таблица 10.2

Расчетные характеристики	Расчетная зона (географический квадрат)			
	2°×2°	3°×3°	4°×4°	5°×5°
Площадь разрушений (с учетом коэффициента возможного неучета)				
Для класса 0 ($S_{k=0}$)	0,000	0,012	0,024	0,037
Для класса 1 ($S_{k=1}$)	0,747	0,996	1,742	2,24
Для класса 2 ($S_{k=2}$)	0,000	4,072	7,329	8,958
Для класса 3 ($S_{k=3}$)	8,183	24,55	73,65	114,567
Общая площадь зоны разрушения ($S_к$)	8,93	29,63	82,746	125,8
Годовая вероятность прохождения смерча ($P_s=S_k / AT$)	$6{,}872\cdot10^{-6}$	$8{,}03\cdot10^{-6}$	$1{,}133\cdot10^{-5}$	$9{,}86\cdot10^{-6}$
Расчетный класс вероятного смерча, с вероятностью превышения:				
$P_0 = 1\cdot10^{-7}$	3,32	2,79	2,86	2,90
$P_0 = 1\cdot10^{-6}$	3,20	2,74	2,83	2,86
$P_0 = 1\cdot10^{-5}$	-	-	2,00	-

10.3 Нагрузки при смерче

Характер воздействия смерча на сооружение в общем случае определяется следующими факторами:

- ветровым напором, вызываемым прямым действием воздушного потока p_w;
- изменением атмосферного давления при прохождении смерча над сооружением Δp;
- ударами летящих предметов, поднятых и переносимых смерчем.

Нагрузка от разрежения воздуха в точке, удаленной на расстояние r от оси торнадо, вычисляется по формуле типа (10.7)

$$\Delta p = \begin{cases} \dfrac{\Delta p_m}{2}\left(2 - \dfrac{r^2}{R_m^2}\right) & \left(0 \le r \le R_m\right), \\ \dfrac{\Delta p_m}{2}\left(\dfrac{R_m}{r}\right)^2 & \left(R_m \le r < \infty\right). \end{cases} \tag{10.20}$$

Вектор скорости ветра $\vec{W}$ представляет собой сумму векторов

$$\vec{W} = \vec{T} + \vec{V}, \tag{10.21}$$

где направление вектора скорости поступательного перемещения $\vec{T}$ является постоянным для всей зоны действия торнадо, а направление вектора окружной скорости $\vec{V}$ перпендикулярно радиусу r (см. *рис. 10.8*).

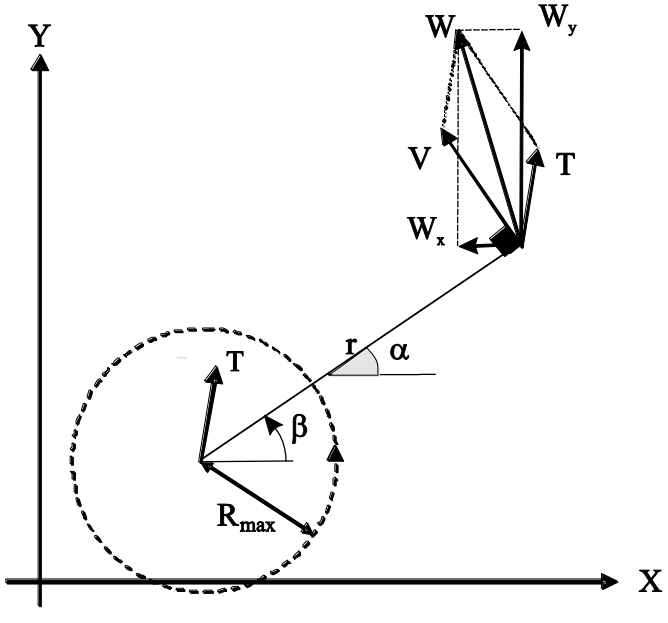


Рис. 10.8. Компоненты скорости потока

Значение окружной скорости в точке, удаленной на расстояние r от оси торнадо, вычисляется по формуле (10.5), компоненты скорости, ориентированные вдоль координатных осей определяются как:

$$\begin{aligned} W_x &= T\cos\beta - V\sin\alpha, \\ W_y &= T\sin\beta + V\cos\alpha, \end{aligned} \tag{10.22}$$

а модуль вектора скорости

$$W = \sqrt{W_X{}^2 + W_y{}^2}\,. \tag{10.23}$$

Ветровое давление, вызываемое скоростью потока *W,* рассчитывается по формулам:

$$p_w = c\rho W^2 / 2\,, \tag{10.24}$$

где ρ = 1,22 кг/м^3 — плотность воздуха;
c — аэродинамический коэффициент, приближенно определяемый как

$$\mathrm{c} = \sqrt{\left(c_x \cos\alpha\right)^2 + \left(c_y \sin\alpha\right)^2}\,, \tag{10.25}$$

c_x — аэродинамический коэффициент соответствующий ветровому потоку по направлению оси X;
c_y — аэродинамический коэффициент соответствующий ветровому потоку по направлению оси Y.

Если c_x или c_y являются отрицательными, то вычисления выполняются по формуле

$$\mathrm{c} = \sqrt{\left(\left(c_x + k\right)\cos\alpha\right)^2 + \left(\left(c_y + k\right)\sin\alpha\right)^2} - k\,, \tag{10.26}$$

где *k* есть сумма абсолютных значений c_x и c_y. Логическая схема вычислений схематически представлена на *рис. 10.9* (значения аэродинамических коэффициентов соответствуют различным направлениям ветрового потока), результат показан на *рис. 10.10*.

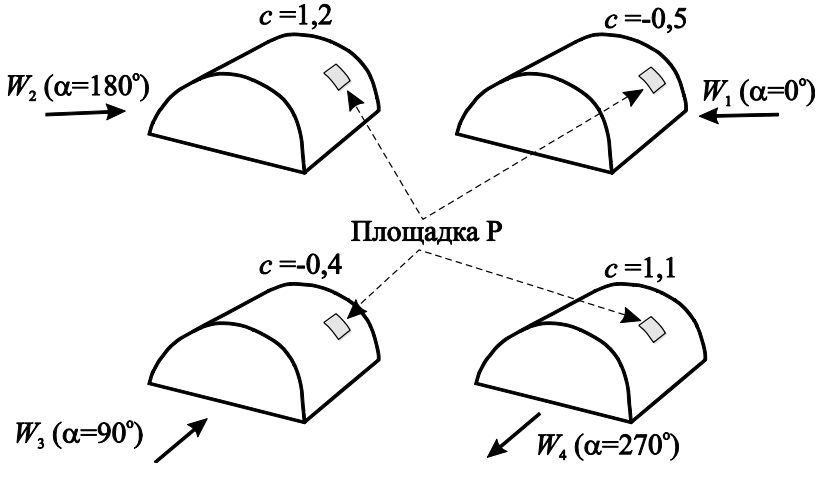


Рис. 10.9. Логическая схема определния аэродинамического коэффициента

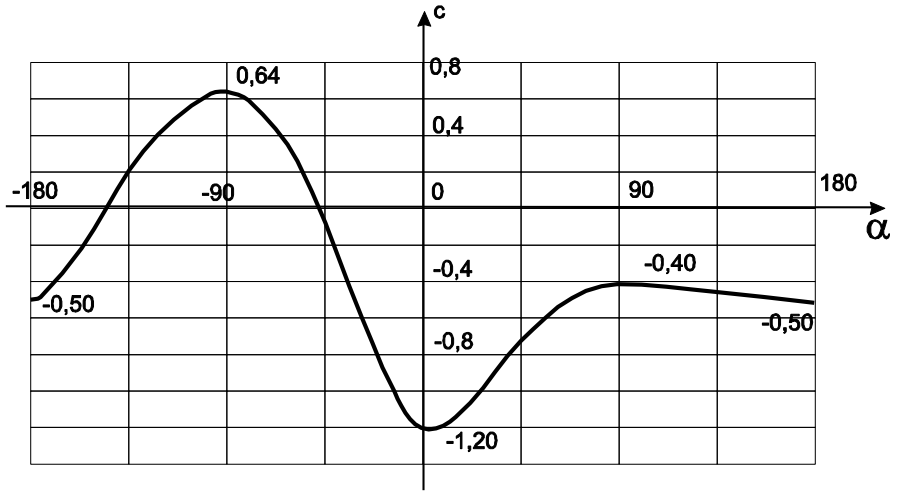


Рис. 10.10. Зависимость аэродинамического коэффициента от угла набегания потока воздуха

Этот подход не является бесспорным, поскольку значения аэродинамических коэффициентов, представленные в приложении 4 к СНиП 2.01.07-85*, получены в аэродинамических трубах при обдувках моделей плоскопараллельным потоком. Более строго, требовалось бы промоделировать взаимодействие трехмерного поля скоростей в смерче с сооружением, воспользовавшись, например, подходом, предложенным в работе [9] и кратко изложенным в справочнике [2, с. 26-28].

Нормальную составляющую нагрузки, вызываемой действием смерча, здесь определяют по общей формуле

$$Q = \frac{1}{2}\rho C_D u_n |u_n| + \frac{\pi}{4} C_m D^2 \frac{du}{dt}, \tag{10.27}$$

где через u_n обозначена нормальная к поверхности сооружения компонента скорости ветрового потока. Коэффициент лобового сопротивления C_D и коэффициент инерционного сопротивления C_m определяются экспериментально, их значения лежат обычно в диапазоне C_D = 0,7…1,2 и C_m = 1,0…1,1.

Если предположить, что смерч передвигается вдоль некоторой прямой со скоростью U_m, то исходя из простейших геометрических соображений, будем иметь компоненты скорости, ориентированные вдоль осей здания:

$$\begin{aligned} u_x &= -V_t\ z,\bar{r}\ \sin\phi - V_r\ z,\bar{r}\ \cos\phi + U_m \cos\beta; \\ u_y &= V_t\ z,\bar{r}\ \cos\phi - V_r\ z,\bar{r}\ \sin\phi + U_m \sin\beta; \\ u_z &= V_z\ z,\bar{r}\ , \end{aligned} \tag{10.28}$$

где $\bar{r} = \sqrt{D^2 + \left(S_0 - U_m t\right)^2} \Big/ R_m$ и $\phi = \operatorname{arctg}\left[D \Big/ \left(S_0 - U_m t\right)\right]$.

Результаты расчетов по этой методике, полученные для цилиндрической стенки защитной оболочки атомного реактора (см. [1, с. 192]) значительно отличаются от тех, которые дает упрощенная методика.

Для расчета отдельных элементов конструкции, например таких, как панели обшивки, использование упрощенного подхода правомерно, но в силу резкой неравномерности поля скоростей (см. *рис. 10.3*) рекомендуется учитывать этот факт введением поправочного коэффициента λ, который может быть определен по графику из работы [7]; можно использовать также аппроксимационную формулу

$$\lambda = 1/(1 + 0{,}6L/R_m), \tag{10.29}$$

где L — горизонтальный размер наветренной площади, с которого собирается нагрузка на рассматриваемый элемент.

Вместе с тем, представляется, что для ответственных элементов следует выполнять процедуру «невыгодной установки смерча» и вычислять нагрузки в различных точках по соответствующим значениям поля скоростей и поля давлений.

В закрытых сооружениях, какими обычно бывают корпуса АЭС, давление внутри здания остается равным атмосферному и при воздействии смерча. Поэтому максимальная величина нагрузки на ограждающие конструкции реализуется на оси смерчевой воронки, а распределение его по поверхности подчиняется формуле (10.7).

В полностью открытых сооружениях внутреннее и внешнее давления уравновешиваются практически мгновенно и дополнительная нагрузка от падения давления не проявляется.

В случае частично открытых сооружений дополнительное давление на конструкции зависит от скорости истечения воздуха через проемы в ограждениях. При этом следует учитывать, что вихревая воронка перемещается с поступательной скоростью U_k и в уравнениях (10.5) и (10.7) следует положить $r = U_k t$. Методика расчета скорости истечения воздуха через проемы и соответствующие зависимости для определения изменения внутреннего давления детально описаны в [7].

В рекомендациях МАГАТЭ [6] предлагается рассматривать, по крайней мере, три типа *летящих тел*:

- массивные тела, обладающие большой кинетической энергией и вызывающие при соударении с конструкцией ее общую деформацию (автомобиль массой 1800 кг);
- большие жесткие тела, приводящие к локальному пробиванию ограждающих конструкций (бронебойный артиллерийский снаряд массой 125 кг);
- небольшие жесткие предметы, которые могут проникнуть в помещение через проемы и служить источником опасности для персонала (сплошная стальная сфера диаметром 2,5 см).

Считается, что их скорость в момент удара равна 35% максимальной горизонтальной скорости ветра $V_m + U_k$.

Имеется нетривиальная проблема выбора расчетных сочетаний компонент нагрузки, вызываемой расчетным смерчем. Если исключить из рассмотрения нагрузки от ударов летящими предметами, то в соответствии с рекомендациями монографий [1, 7] приходим к трем проверкам для нагрузок:

$$w_1 = w_q; \tag{10.30}$$

$$w_2 = w_p; \tag{10.31}$$

$$w_3 = w_q + 0{,}5\, w_p, \tag{10.32}$$

где w_q — максимальное давление от действия скоростного напора; w_p — максимальное воздействие от изменения атмосферного давления. Нагрузки (10.30) и (10.31) реализуются на расстоянии R_m от оси вихря (см. *рис. 10.3*), нагрузка (10.32) — на его оси, где изменение давления равно половине максимального.

Следует иметь в виду, что распределение давлений от действия скоростного напора по поверхности сооружения зависит и от направления перемещения оси смерча. Следовательно, при выборе расчетного случая необходимо рассмотреть несколько вариантов такого передвижения.

В США, где накоплен самый большой опыт расчетов на действие смерча, часто пренебрегают трансляционной составляющей скорости $\vec{T}$ При этом рассматривают шесть сочетаний нагрузок, применяемых в зависимости от типа сооружения [11].

$w_1 = w_q$. Это нагрузка на радиусе $r = R_m$, где скорость ветра максимальна. Данное сочетание не включает в себя падение атмосферного давления и применяется лишь для полностью открытых конструкций, для которых, вследствие их абсолютной негерметичности, перепад давления (разрежение) равен нулю;

$w_2 = w_q + \mathrm{Q}_{\text{уд}}$. Нагрузка на радиусе $r = R_m$, где скорость ветра максимальна; учитываются удары летящих тел. Это сочетание, как и предыдущее, применяется при расчетах полностью открытых сооружений;

$w_3 = \mathrm{Q}_{\text{уд}}$. Удар летящего тела, выброшенного с большой скоростью в зону, где ветровое давление и падение атмосферного давления малы. Если для определения этой нагрузки использовать приведенные выше скорости тел, то она получается с запасом, так как на таком расстоянии скорость тела меньше;

$w_4 = w_p$. Нагрузка в центре торнадо, $r = 0$. Она реализуется для закрытых сооружений;

$w_5 = w_q + 0{,}5\, w_p$. Нагрузка на радиусе $r = R_m$, где скорость ветра максимальна, а удары летящих тел отсутствуют. Сочетание используется для закрытых сооружений;

$w_6 = w_q + 0{,}5\, w_p + \mathrm{Q}_{\text{уд}}$. Нагрузка на радиусе $r = R_m$, где скорость ветра максимальна, с учетом ударов летящих тел. Данное сочетание, как и предыдущие два, применяется для закрытых сооружений, причем только

для наветренной стены, так как удар летящих тел в подветренную стену невозможен.

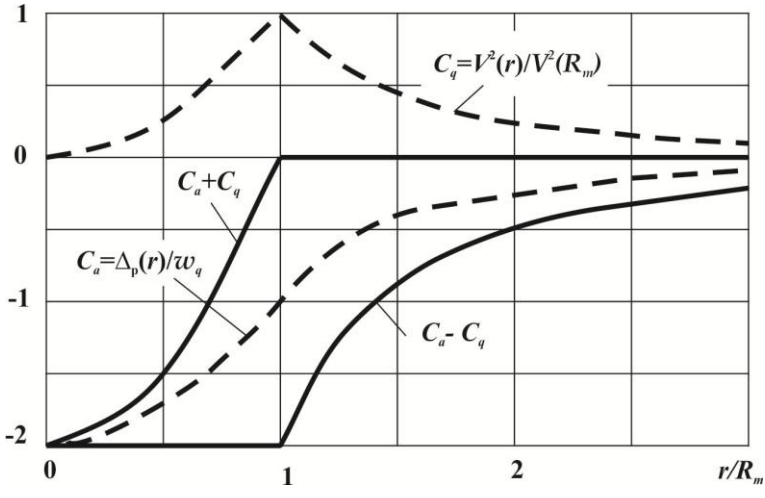


Рис. 10.11. Безразмерные значения ветрового давления и падения атмосферного давления

Сделаем несколько замечаний по поводу сочетаний нагрузок w_5 и w_6. На наветренной стене здания, на которую набегает воздушный поток, нагрузки на стену, создаваемые ветровым давлением и падением атмосферного давления, направлены в противоположные стороны и вычитаются. На подветренной стене, кровле и боковых стенах они направлены вовне, т.е. на отрыв, и суммируются. На *рис. 10.11* показаны безразмерные величины суммы и разности ветрового давления и падения атмосферного давления.

Литература

1. Бирбраер А.Н., Шульман С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях.— М.: Энергоатомиздат, 1989.— 304 с.
2. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций / Ю.К.Амбриашвили, А.И.Ананьин, А.Г.Барченков и др.; Под ред. Б.Г.Коренева, А.Ф.Смирнова: (Справочник проектировщика).— М.: Стройиздат, 1986.— С.26-28.
3. ДСТУ 3994-2000. Надзвичайні ситуації природні. Чинники фізичного походження.— К.: Держстандарт, 2001.
4. ПиН АЭ-5.6. Правила и нормы в атомной энергетике. Нормы строительного проектирования АС с реакторами различного типа. — М.: Атомэнергопроект, 1987. — 24 с.
5. РД 95 104444-91. Рекомендации по определению расчетных характеристик смерчей при размещении атомных станций.— М.: Атомэнергопроект, 1991. — 48 с.

6. Руководство по безопасности №50-SG-S11A. Учет экстремальных метеорологических явлений при выборе площадок АЭС (без учета тропических циклонов).— Вена: МАГАТЭ,1983.— 75 с.
7. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения.— М.: Стройиздат, 1984.— 358 с.
8. Fuijita T.T. Tornadoes and downbursts in the context of generalized planetary scales // Journal of Atmospheric Sciences. 1981.— Vol. 38.— No 6.— P. 1511–1534.
9. Wen J.-K. Dynamic tornado wind loads on tail buildings // Journal of the Structural Division. Proc. ASCE, 1975.— ST1.— P. 169-182.
10. От Укрытия до Конфайнмента четвертого блока Чернобыльской АЭС. Строительные аспекты.— К.: Логос, 2006/— 463 с.
11. U.S. Nuclear Regulatory Commission Standard Revue Plan. NUREG-0800. Section 3.3.2. “Tornado Loads” (Revision 2). June 1987.

11. ВОЛНОВЫЕ НАГРУЗКИ

11.1. Виды волн и их элементы

Волнение поверхности воды может оказывать значительные воздействия на сооружения, взаимодействующие с волнами[1] (далее мы будем называть их гидротехническими, независимо от их действительного назначения), в совокупности называемые волновыми нагрузками. Это относится как к береговым сооружениям (волноломам, набережным, причалам и т.п.), так и к сооружениям, расположенным вдали от берега, например, таким, как стационарные платформы для разведки и добычи нефти и газа.

Для нагрузок на гидротехнические сооружения основными являются гравитационные ветровые волны, которые создаются ветром, и в формировании которых основную роль играет сила тяготения. Эти волны подразделяются на:

- *нерегулярные* волны, элементы которых изменяются случайным образом;
- *регулярные* волны, элементы которых не изменяются в данной точке акватории;
- *бегущие волны*, видимая форма которых перемещается в пространстве;
- *стоячие волны,* видимая форма которых не перемещается в пространстве.

В отечественной практике установилась традиция характеризовать интенсивность волнения в баллах, связывая его со значением высоты волны 3%-й обеспеченности $h_{3\%}$, как это показано в *табл. 11.1*. Данные о высотах волн 1%-й и 0,1%-й обеспеченности можно найти в нормативном документе [3]. Во всех случаях подразумевается, что i%-я обеспеченность дает значение расчетной высоты волны, которое не может быть превышено с вероятностью $0{,}01\times i$.

В настоящее время проявились два подхода к решению вопроса о воздействии ветровых волн на сооружения. Первый, классический подход состоит в замене набегающих на препятствие нерегулярных волн, которые только и наблюдаются в натуре, регулярными волнами. При этом игнорируется случайный характер процесса нагружения. Второй подход основан на рассмот-

[1] В наиболее интенсивных ударах ветровых волн о морской волнолом зарегистрировано давление до 100 тс/м^2 [9, с. 9].

рении волнового воздействия с позиций случайных процессов. Результаты этого подхода пока не нашли себе широкого практического применения, хотя он интенсивно развивается и имеет хорошие перспективы. Мы не будем подробно на нем останавливаться и ограничимся классическими результатами.

Таблица 11.1

Степень волнения, баллы	Характеристика волнения	Высота волны $h_{3\%}$, м
0	Отсутствует	0
I	Слабое	0 — 0,002
II	Умеренное	0,002 — 0,020
III	Значительное	0,020 — 0,056
IV	Значительное	0,056 — 0,143
V	Сильное	0,143 — 0,440
VI	Сильное	0,440 — 1,285
VII	Очень сильное	1,285 — 2,580
VII	Очень сильное	2,580 — 4,320
IX	Исключительное	Свыше 4,320

Первые результаты по теории волнового движения жидкости были получены в рамках гипотезы о малости высоты волны, в соответствии с этим приближением профиль волны имел простую синусоидальную форму:

$$\eta = \cos(kx - \omega t), \tag{11.1}$$

где $k = 2\pi/\lambda$ — волновое число, λ — длина волны.

Это решение, часто называемое волной Эйри, не могло объяснить многие наблюдавшиеся эффекты. Классические результаты Г. Стокса [25], решившего нелинейную задачу о так называемых волнах конечной высоты (второе приближение) уточнили профиль волны:

$$\eta = \cos(kx - \omega t) + \frac{k^2\left[2\mathrm{sh}^2\left(k\sqrt{\mu}\right) - 3\right]}{4\omega^2 \mathrm{sh}\left(k\sqrt{\mu}\right)}\cos 2\left(kx - \omega t\right), \tag{11.2}$$

где $\mu = (H/\lambda)^2$ — квадрат относительной глубины водоема (H — глубина).

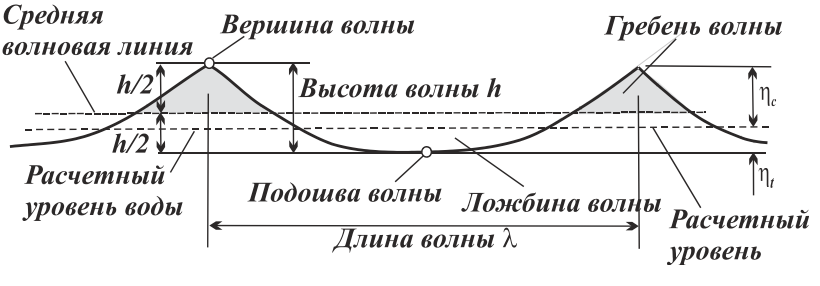


Рис. 11.1 Профиль волны и ее элементы

Этим решением объясняются все основные черты регулярного волнения на глубокой и мелкой воде, а именно: волна поднимается выше, чем опускается относительно спокойного уровня; ширина ложбины превосходит ширину гребня и это свойство усиливается с увеличением крутизны волны (*рис. 11.1*); на гребне частицы движутся быстрее, чем в ложбине, и это различие увеличивается с уменьшением глубины водоема.

В этом решении при глубокой воде (*рис. 11.2.а*) частица жидкости, находившаяся в покое на глубине z, участвует в двух движениях: вращении по кругу с радиусом $h\times\exp(kz)$ и в горизонтальном поступательном перемещении (Стоксово течение) со скоростью $h^2k\omega\times\exp(2k)$. При переходе к мелкой воде круговые траектории превращаются в эллиптические (*рис. 11.2.б*), у которых большая горизонтальная ось почти не изменяется по сравнению с диаметром круга, а вертикальная ось уменьшается.

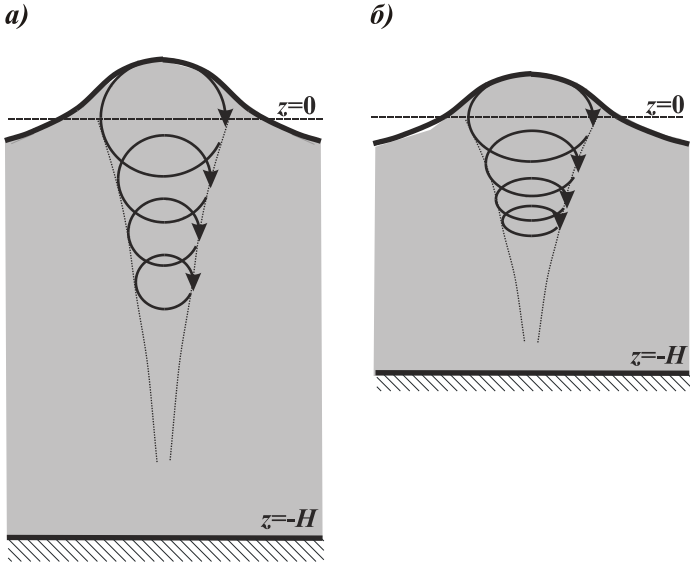


Рис. 11.2. Строение поверхностных волн

Волновая теория Стокса дает удовлетворительное описание наблюдаемых явлений при относительных глубинах $H/\lambda \geq 0{,}1$. Для менее глубоких акваторий удовлетворительные результаты дает теория так называемых кноидальных волн Кортвега и де Фриза:

$$\eta = \eta_{\min} + h\,\mathrm{cn}^2(kx - \omega t, m) \quad , \tag{11.3}$$

где $\eta_{\min}$ — отклонение, соответствующее подошве волны, а через cn обозначена эллиптическая функция Якоби с модулем m ($0 \leq m \leq 1$). Для мелких акваторий, к которым применима теория кноидальных волн, характерно по существу горизонтальное направление скорости частиц воды.

На *рис. 11.3* показана схема разграничения областей применимости различных волновых теорий с погрешностью 10% по высоте гребня волны.

Статистическое описание волнения позволяет учесть сложный характер нерегулярного волнения, если рассматривать его как стационарный случайный процесс. Статистическими характеристиками являются средняя высота волн $\overline{h}$ и средний период $\overline{T}$, а также функция распределения, определяющая вероятность появления высот и периодов.

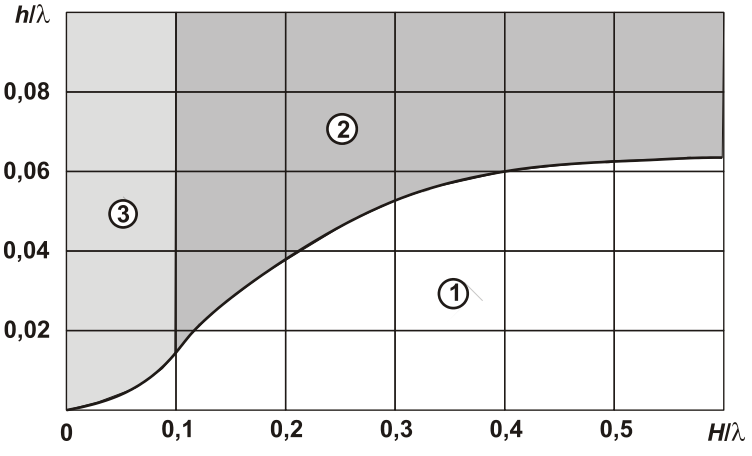


Рис. 11.3. Диаграмма применимости волновой теории Эйри (1), Стокса (2) и кноидальных волн (3)

Зная функцию распределения, можно получить высоту волны $h_{i\%}$, которая для обычно используемых значений обеспеченности вычисляется как $h_{0,1\%} = 2,96\overline{h}$, $h_{1\%} = 2,42\overline{h}$ и $h_{3\%} = 2,11\overline{h}$.

Данные о функциях распределения за длительный период (десятки или даже сотни лет) часто отсутствуют, поэтому СНиП [15] рекомендует определять волнение на акватории на основании волнообразующих факторов, к числу которых относятся: скорость ветра, продолжительность непрерывного действия ветра над водной поверхностью, размеры и конфигурация охваченной ветром акватории, рельеф дна и глубина водоема с учетом колебаний уровня воды.

Для расчетов элементов ветровых волн СНиП [15] использует значение разгона, т.е. протяженности охваченной ветром акватории, измеренной по направлению ветра до расчетной точки.

При предварительном определении элементов волны среднее значение разгона можно выбрать по формуле

$$L = k_{vis}\nu/V_w, \tag{11.4}$$

где $k_{vis} = 5\times10^{11}$ — коэффициент, $\nu = 10^{-5}$ м^2/с — кинематическая вязкость воздуха, V_w — расчетная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем моря,

которая для сооружений I и II классов принимается с обеспеченностью 2 % (1 раз в 50 лет).

В практических расчетах для глубоководной зоны вычисляется безразмерный параметр gL/V_w^2, по которому с использованием графика определяются величины безразмерной средней высоты волны $g\bar{h}_d/V_w^2$ и безразмерного периода $g\bar{T}/V_w$. На *рис. 11.4* этот график представлен схематически, более подробно он дается в СНиП [15].

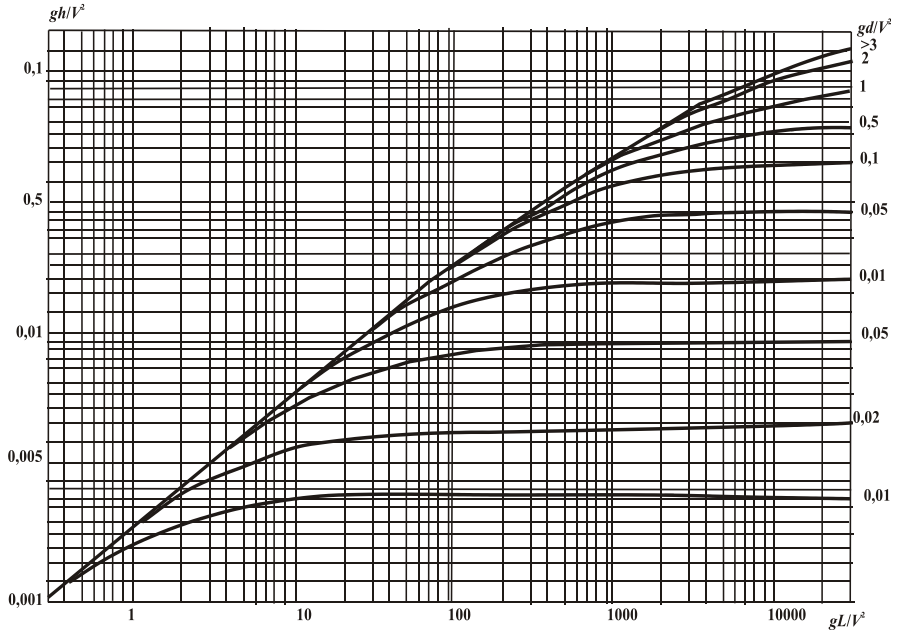


Рис. 11.4. График для определения элементов ветровых волн

График, представленный на *рис. 11.4*, получен в результате обработки специально выполненных лабораторных и натурных измерений [9, с. 71-82] и значения для него вычислялись по формуле

$$\frac{g\bar{h}}{V_w^2} = 0{,}16\left\{1-\left[\frac{1}{1+0{,}006\left(gL/V_w^2\right)}\right]^2\right\}\times$$

$$\times\text{th}\left\{0{,}625\frac{\left(gL/V_w^2\right)^{0{,}8}}{1-\left[1\Big/\left(1+0{,}006\left(gL/V_w^2\right)^{0{,}5}\right)\right]^2}\right\}. \qquad (11.5)$$

Если известен средний период $\bar{T}$, средняя длина волны может быть вычислена по формуле

$$\bar{\lambda}_d = g\bar{T}^2 / 2\pi \qquad (11.6)$$

Высота волны h_i в мелководной и h_{sur} в прибойной зонах определяется по формулам и графикам, приведенным в нормах [15].

11.2. Нагрузки от волн на непроницаемые преграды

С разрушительным воздействием волн на береговые сооружения и естественные преграды (*рис. 11.5*) человек сталкивался всегда, и эта грозная сила привлекала к себе внимание художников, поэтов и инженеров (первыми здесь были, естественно, кораблестроители).



Рис. 11.5. «О скалы грозные дробятся с ревом волны...»

Однако и строители разнообразных гидротехнических сооружений также должны были уделять внимание волновым воздействиям, оценивать их интенсивность и особенности поведения.

Действие волн на стенки ограждений (набережные, молы и т.п.) достаточно сильно различаются в случаях примыкания конструкции к глубокой акватории или же ее расположения в прибойной зоне. В первом случае, как правило, рассматривается стоячая волна, которая создает расчетную нагрузку.

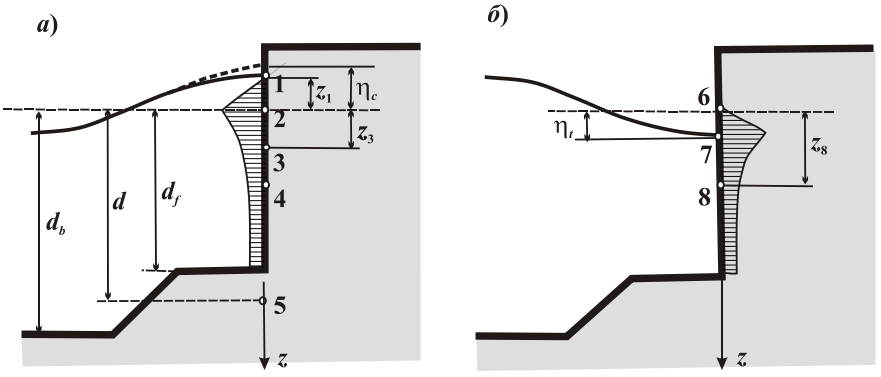


Рис. 11.6. Эпюры давления стоячих волн на вертикальную стену: *а* - при гребне волны; *б* - при ложбине волны

Расчет сооружений на воздействие стоячих волн со стороны открытой акватории (*рис. 11.6*) должен производиться при глубине до дна $d_b > 1{,}25h$ (h — высота бегущей волны); при этом в формулах для свободной волновой поверхности и волнового давления вместо глубины до дна d_b, м, необходимо применять условную расчетную глубину d, м, определяемую по формуле

$$d = d_f + k_{br}\left(d_b - d_f\right), \tag{11.7}$$

где d_f - глубина над подошвой сооружения; k_{br} - коэффициент, принимаемый по графикам *рис. 11.7* в зависимости от отношений d_f / d_b и d_b / λ (λ — средняя длина волны).

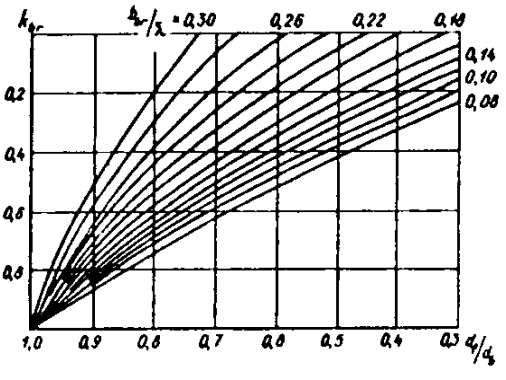


Рис. 11.7. Графики значения коэффициента k_{br}

Возвышение или понижение свободной волновой поверхности η у вертикальной стены, отсчитываемое от расчетного уровня воды, должно определяться по формуле

$$\eta = -h\cos\omega t - 0{,}5kh^2 \operatorname{cth} kd \cos^2 \omega t\,, \tag{11.8}$$

где $\omega = 2\pi/\overline{T}$ — круговая частота волны; $\overline{T}$ — средний период волны, с; t — время, с.

При действии стоячей волны на вертикальную стену рассматривают три расчетных случая определения η по формуле (11.8), для которых принимаются следующих значений cos ωt:

а) подход к стене вершины волны, тогда cos $\omega t = 1$;

б) максимальное значение горизонтальной линейной волновой нагрузки для гребня волны, возвышающегося над расчетным уровнем на η_c, в этом случае значение cos ωt должно определяться по формуле

$$\cos \omega t = \overline{\lambda}/\left[\pi h\left(4kd - 3\right)\right]; \tag{11.9}$$

тогда 1 > cos ωt > 0;

в) максимальное значение горизонтальной линейной волновой нагрузки для подошвы волны, расположенной ниже расчетного уровня на η_t, тогда cos $\omega t = -1$.

В глубоководной зоне горизонтальную линейную нагрузку на вертикальную стену при гребне или ложбине стоячей волны (см. *рис. 11.6*) необходимо принимать по эпюре волнового давления p (кПа), которое на глубине z (м), определяется по формуле

$$p = \rho g\left[he^{-kz}\cos \omega t - 0,5kh^2 e^{-kz}\cos^2 \omega t - \right.$$
$$\left. -0,5kh^2\left(1 - e^{-2kz}\right)\cos 2\omega t - 0,5k^2 h^3 e^{-3kz}\cos 2\omega t \cos \omega t\right], \tag{11.10}$$

где ρ — плотность воды, т/м^3; g = 9,81 м/с^2 — ускорение свободного падения; z - координаты точек ($z_1 = \eta_c$, $z_2 = 0$, ..., $z_n = d$), м, отсчитываемые от расчетного уровня воды. Для гребня при $z_1 = \eta_c$, а для ложбины при $z_6 = 0$, следует принимать $p = 0$.

В мелководной зоне величина p (кПа) на глубине z (м) должна определяться по *табл. 11.2*.

Таблица 11.2

№ точек	Заглубление z, м	Волновое давление p, кПа	№ точек	Заглубление z, м	Волновое давление p, кПа
1	η_c	$p_1 = 0$	6	0	$p_6 = 0$
2	0	$p_2 = k_2\rho g h$	7	η_t	$p_7 = -\rho g \eta_t$
3	0,25d	$p_3 = k_3\rho g h$	8	0,5d	$p_8 = -k_8\rho g h$
4	0,5d	$p_4 = k_4\rho g h$	9	d	$p_9 = -k_9\rho g h$
5	d	$p_5 = k_5\rho g h$			

Значения коэффициентов k_2, k_3, k_4, k_5, k_6, k_7, k_8, k_9 даны на графиках 3, 4, 5 в СНиП [15]. Представление о виде этих графиков дает *рис. 11.8*, где указано схематическое построение графиков для коэффициентов k_2 и k_6, наиболее различающихся по своему виду.

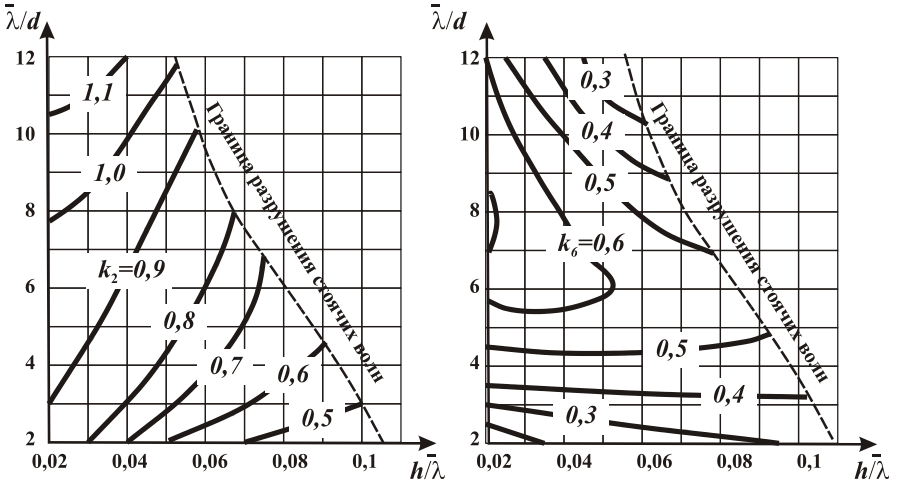


Рис. 11.8. Графики коэффициентов k_2 и k_6

При подходе фронта волны к сооружению под углом α° со стороны открытой акватории линейную волновую нагрузку на вертикальную стену, определенную согласно изложенному выше, уменьшают путем умножения ее на коэффициент k_{cs}, принимаемый равным:

α, град	k_{cs}
45	1
60	0,9
75	0,7

При расчете сооружений вертикального профиля на воздействие разбивающихся волн горизонтальную линейную нагрузку для значений ординат z, м, следует определять по формулам:

$$\left.\begin{array}{rll} p_1 = 0 & \text{при} & z_1 = -h \\ p_2 = \rho g h & \text{при} & z_2 = 0 \\ p_3 = \rho g h \big/ \operatorname{ch}\ k d_f & \text{при} & z_3 = d_f \end{array}\right\}. \qquad (11.11)$$

Горизонтальная нагрузка от прибойных волн создается давлениями, значения которых для ординат z, м, определяются по формулам:

$$\left.\begin{array}{rll} p_1 = 0 & \text{при} & z_1 = -h_{sur} \\ p_2 = 1{,}5\rho g h_{sur} & \text{при} & z_2 = -\dfrac{1}{3} h_{sur} \\ p_3 = \rho g h_{sur} \Big/ \operatorname{ch}\left(\dfrac{2\pi}{\bar{\lambda}_{sur}} d_f\right) & \text{при} & z_3 = d_f \end{array}\right\}, \qquad (11.12)$$

где $\bar{\lambda}_{sur}$ – средняя длина прибойной волны, м.

11.3. Нагрузки от волн на сквозные сооружения

При расчете сквозных сооружений обычно исходят из допущения, что сооружение не искажает волновой поток, т.е. дифракцией волн у сооружения можно пренебречь. Кроме того, вследствие малого влияния сооружения на форму волны, высота наката волн считается равной возвышению гребня волны η над расчетным уровнем. Такие предположения справедливы, если $d/\lambda \le 0{,}2$ (d — характерный линейный размер поперечного сечения элементов сооружения), при $d/\lambda > 0{,}2$ необходимо считаться с дифракцией и интерференцией волн, что требует специальных гидродинамических расчетов.

Для случая $d/\lambda \le 0{,}2$ волновые нагрузки на обтекаемую преграду обычно определяются с использованием теория Морисона [21], в соответствии с которой предполагается, что волновая нагрузка состоит из двух частей. Первая часть соответствует давлению инерционной природы и определяется орбитальным ускорением частиц и присоединенной массой воды. Вторая часть связана с наличием пограничного слоя на обтекаемом теле и вихревого следа за ним, она определяется скоростным напором и коэффициентом сопротивления преграды.

Инерционный компонент силы dP_i, действующей на элемент dz записывается в виде

$$dP_i = C_i \rho \frac{\pi d^2}{4} \frac{\partial V}{\partial t} dz, \qquad (11.13)$$

где ρ — плотность воды, $\partial V/\partial t$ — мгновенное ускорение частиц воды в потоке, не возмущенном присутствием преграды, d — характерный линейный размер поперечного сечения, считающийся малым по сравнению с длиной волны, C_i — коэффициент инерционного сопротивления.

Формула (11.13) для инерционного компонента следует из гидродинамической теории обтекания тела неустановившимся потоком идеальной несжимаемой жидкости, из которой следует, что $C_i = 2$. Однако реальная вязкость воды и возможное вихреобразование несколько меняют эту константу и значения C_i определяются экспериментально.

Скоростная составляющая

$$dP_v = C_v \rho d \frac{V|V|}{2} dz, \qquad (11.14)$$

определяется практически таким же способом, как и при определении ветровых нагрузок, о чем было сказано в разделе 7. Однако аэродинамический коэффициент отличается от коэффициента C_v, поскольку первый соответствует действию установившегося потока, а C_v — неустановившегося потока, при котором за время прохождения волны скорость даже меняет свой знак. Для того, чтобы картина обтекания, в том числе и картина вихреобразования, имела в течение некоторого времени установившийся характер, путь, который проходит частица жидкости, должен значительно превышать размер преграды.

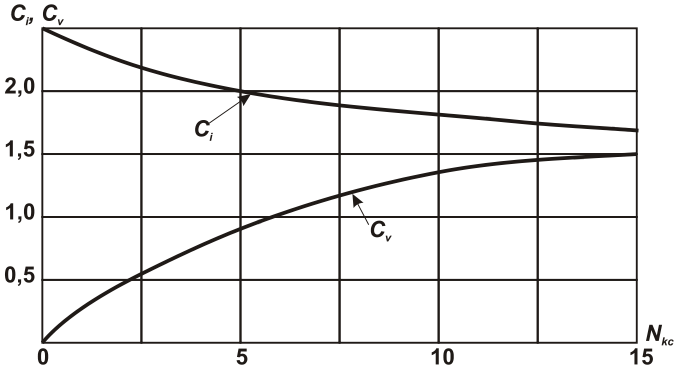


Рис. 11.9. Зависимость коэффициентов C_i и C_v от числа Кьюлегана-Карпентера

Характеристикой такого пути является число Кьюлегана-Карпентера $N_{kc} = V_{\max}T/d$, где $V_{\max}$ — максимальная горизонтальная скорость частиц. На *рис. 11.9* показан вид зависимости коэффициентов C_i и C_v от числа Кьюлегана-Карпентера.

Вертикальная обтекаемая преграда

При прохождении волны компоненты скорости и ускорения частиц жидкости в районе преграды все время меняются. С учетом этого линейную нагрузку от волн q, кН/м, на вертикальную обтекаемую преграду (*рис. 11.10,а*) на глубине z, м, необходимо определять из ряда значений, получаемых при различных положениях преграды относительно вершины волны $x = x/\lambda$, по формуле:

$$q = q_{i,\max}\delta_{xi} + q_{v,\max}\delta_{xv}, \qquad (11.15)$$

где $q_{i,max}$ и $q_{v,max}$ — инерционный и скоростной компоненты максимальной линейной нагрузки от волн, кН/м, определяемые по формулам:

$$q_{i,\max} = \frac{1}{2}\rho g \pi^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{xi} \beta_i , \qquad (11.16,a)$$

$$q_{v,\max} = \frac{2}{3}\rho g \pi b \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{xv} \beta_i . \qquad (11.16,б)$$

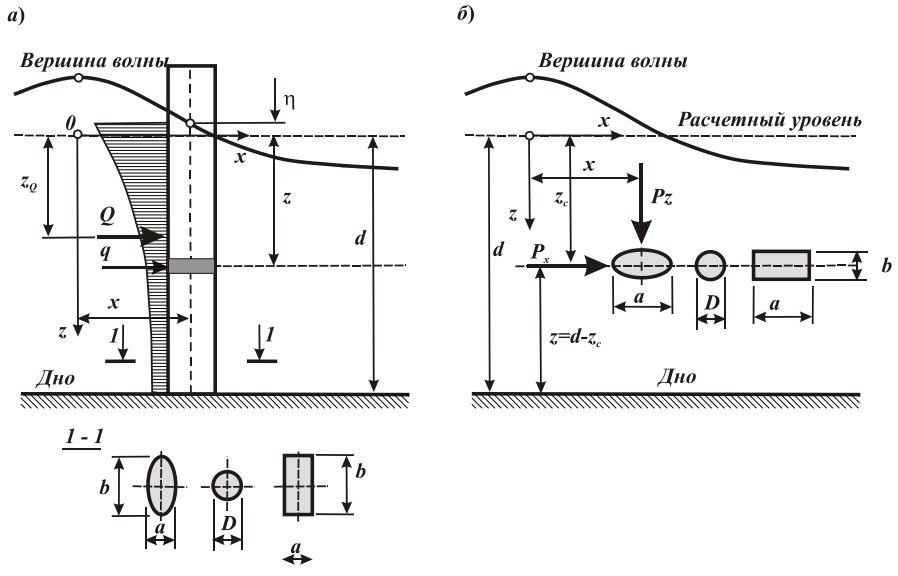


Рис. 11.10. Схемы к определению волновых нагрузок на обтекаемые преграды: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные

В формулах (11.15) - (11.16) обозначено:

δ_{xi} и δ_{xv} — коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн;

h и λ — высота и длина расчетной волны;

θ_{xi} и θ_{xv} — коэффициенты линейной нагрузки от волн;

k_v — коэффициент, принимаемый по *табл. 11.3*;

β_i и β_v — инерционный и скоростной коэффициенты формы преграды.

Таблица 11.3

Относительный размер преграды α/λ, b/λ, D/λ	0,08	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4
Коэффициент k_v.	1	0,97	0,93	0,86	0,79	0,7	0,52

Значения δ_{xi}, δ_{xv}, θ_{xi}, θ_{xv} и β_i, β_v в нормах [15] даны графиками. На *рис. 11.11* представлена структура таких графиков для δ_{xi}, δ_{xv}, при этом рассмотрены только по паре графиков для определенных отношений λ/h и d/λ, хотя в [15] рассмотрены и другие значения безразмерного параметра λ/h.

Из *рис. 11.11* видно, что экстремальные значения инерционного и скоростного компонентов достигаются при различных значениях относительного расстояния $\chi = x/\lambda$ от преграды до гребня волны, что, собственно, и объясняет требование перебора значений χ для отыскания расчетного сочетания, определяющего максимум волновой нагрузки.

Линейную нагрузку от разбивающихся волн q_{cr}, кН/м, на вертикальную цилиндрическую преграду на глубине z, м, от расчетного уровня

(см. *рис. 11.10*) при относительном удалении оси преграды от вершины волны x/d_t необходимо определять по формуле

$$q_{cr} = q_{i,cr} + q_{v,cr}, \tag{11.17}$$

где $q_{i,cr}$ и $q_{v,cr}$ — инерционный и скоростной компоненты линейной нагрузки от разбивающихся волн на вертикальную преграду, кН/м, определяемые по формулам:

$$q_{i,cr} = \frac{1}{2}\rho g \pi D^2 \varepsilon_{i,cr}\ ; \tag{11.18}$$

$$q_{v,cr} = \frac{2}{5}\rho g D\ \ d_{cr} + \eta_{sur}\ \ \varepsilon_{v,cr}\ , \tag{11.19}$$

где d_{cr} — критическая глубина при первом обрушении волн;

$\varepsilon_{i,cr}$ и $\varepsilon_{v,cr}$ — инерционный и скоростной коэффициенты, принимаемые по графикам из [15].

Горизонтальная обтекаемая преграда

Максимальное значение равнодействующей линейной нагрузки от волн P_{max}, кН/м, на горизонтальную обтекаемую преграду (см. *рис.11.10,б*) с поперечными размерами $\alpha \le 0{,}1\lambda$, м, и $b \le 0{,}1\lambda$, м, при $z_c \ge b$, но (zc - b/2) > h/2, и при (d -z_c) ≥ b определяется по формуле

$$P_{\max} = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} \tag{11.20}$$

для двух случаев:

- с максимальной горизонтальной составляющей линейной нагрузки $P_{x,\max}$, кН/м, при соответствующем значении вертикальной составляющей линейной нагрузки P_z, кН/м;
- с максимальной вертикальной составляющей линейной нагрузки $P_{z,\max}$, кН/м, при соответствующем значении горизонтальной составляющей линейной нагрузки P_x, кН/м.

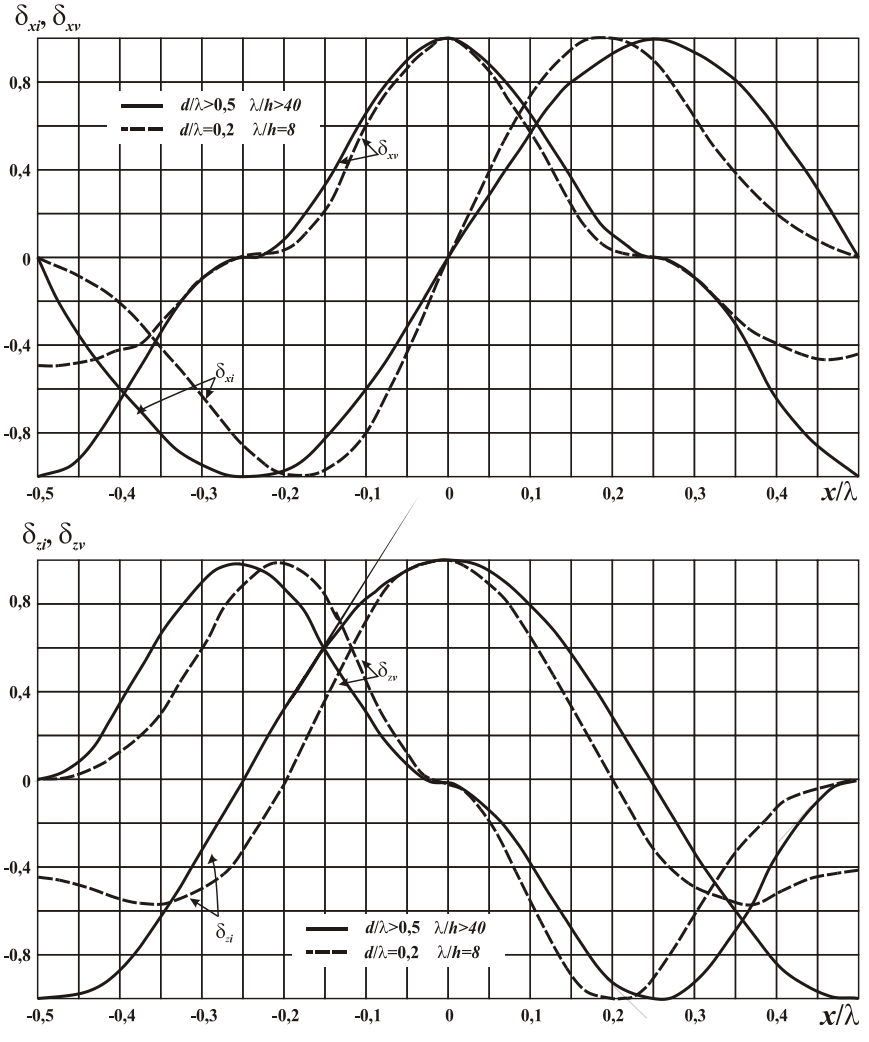


Рис. 11.11. Графики значений коэффициентов сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн

Максимальное значение горизонтальной составляющей линейной нагрузки от волн $P_{x,\max}$, кН/м, на горизонтальную обтекаемую преграду необходимо определять из ряда величин, получаемых при различных значениях x, по формуле

$$P_{x,\max} = P_{xi}\delta_{xi} + P_{xv}\delta_{xv}, \qquad (11.21)$$

где δ_{xi}, δ_{xv} – коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн, принимаемые соответственно по графикам из [15];

P_{xi} и P_{xv} – инерционный и скоростной компоненты горизонтальной составляющей линейной нагрузки от волн, определяемые по формулам:

$$P_{xi} = \frac{1}{2}\rho g \pi^2 b^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{xi} \beta_i ; \tag{11.22}$$

$$P_{xv} = \frac{2}{3}\rho g \pi b \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{xv} \beta_v , \tag{11.23}$$

θ_{xi} и θ_{xv} – коэффициенты линейной нагрузки от волн;

β_i и β_v – инерционный и скоростной коэффициенты формы преграды с поперечным сечением в виде круга, эллипса и прямоугольника, принимаемые по графикам из [15] в зависимости от значения a/b - для горизонтальной и b/a – вертикальной составляющих нагрузки.

Максимальную величину вертикальной составляющей линейной нагрузки от волн на горизонтальную обтекаемую преграду $P_{z,max}$, кН/м, необходимо определять из ряда величин, получаемых при разных значениях x, по формуле:

$$P_{z,max} = P_{zi}\delta_{zi} + P_{zv}\delta_{zv}, \tag{11.24}$$

где P_{zi} и P_{zv} – инерционный и скоростной компоненты вертикальной составляющей линейной нагрузки от волн, определяемые по формулам

$$P_{zi} = \frac{1}{2}\rho g \pi^2 \alpha^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{zi} \beta_i ; \tag{11.25}$$

$$P_{zv} = \frac{2}{3}\rho g \pi \alpha \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{zv} \beta_v . \tag{11.26}$$

Здесь инерционный и скоростной коэффициенты сочетания, δ_{zi} и δ_{zv}, коэффициенты линейной нагрузки от волн θ_{zi} и θ_{zv}, а также инерционный и скоростной коэффициенты формы β_i и β_v определяются таким же способом, как и для горизонтальной составляющей нагрузки по указанным в нормах [15] графикам.

Анализ приведенных выше формул и графиков, представленных на *рис. 11.11*, позволяет отметить ряд особенностей волновой нагрузки:

- скоростная составляющая достаточно резко отличается от гармонической функции;
- соотношение между скоростной и инерционной составляющими зависит от отношения диаметра элемента D к высоте волны h таким образом, что для малых D и больших h преобладает скоростная составляющая, а с увеличением D возрастает инерционная составляющая;
- между P_i и P_v имеется сдвиг по фазе на $\pi/2$, а максимальные суммарные нагрузки возникают в различной фазе в зависимости от соотношения значений скоростной и инерционной составляющих.

Сооружение из обтекаемых элементов

Для сквозных сооружений, представляющих собой стержневую систему, элементы которой взаимодействуют с волнами, нагрузку от волн обычно получают суммированием нагрузок на отдельные элементы с учетом положения каждого элемента относительно профиля расчетной волны. Такой подход не вполне точен, поскольку предполагает, что движение частиц жидкости не искажается при проходе сквозь сооружение, однако степень погрешности от этого предположения относительно невелика и падает с уменьшением отношения D/λ (D — характерный размер поперечного сечения).

Элементы сооружения рассматриваются как отдельно стоящие обтекаемые преграды при расстояниях между их осями l, равных и более трех диаметров D, а при $l < 3D$ волновую нагрузку на отдельно стоящий элемент сооружения умножают на коэффициенты сближения по фронту ψ_t и лучу ψ_l волн, принимаемые по *табл.11.4.*

Таблица 11.4

Относительное расстояние между осями преград l/D	Коэффициенты сближения ψ_t и ψ_l при значениях относительных диаметров D/λ			
	ψ_t		ψ_l	
	0,1	0,05	0,1	0,06
3	1	1	1	1
2,5	1	1,05	1	0,98
2	1,04	1,15	0,97	0,92
1,5	1,2	1,4	0,87	0,8
1,25	1,4	1,65	0,72	0,68

Нагрузку от волн на элементы сооружения, отклоняющихся от горизонтали или вертикали под углом менее 25°, нормы допускают определять соответственно как на горизонтальную или вертикальную обтекаемую преграду. При отклонениях, превышающих 25°, нагрузки от волн рекомендуется получать по эпюрам горизонтальной и вертикальной составляющих нагрузки, ординаты которых должны определяться согласно указанным выше правилам с учетом заглубления под расчетный уровень и удаления от вершины расчетной волны отдельных участков элемента.

В результате оказывается, что по формуле (49) из [15] равнодействующая нагрузки на наклонный элемент определяется как

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}\ . \qquad (11.27)$$

Эта формула некорректна, поскольку из такого подхода следует, что, независимо от коэффициента поверхностного трения, возникает тангенциальная (ориентированная вдоль оси элемента) составляющая волнового воздействия, величина которой определяется углом наклона элемента к направлению потока.

В действительности же следует исходить не из разложения сил, которые в случае скоростной составляющей являются давлениями (т.е. не векторными величинами), и из разложения вектора скорости. Тогда при наличии между осью элемента и направлением скорости частиц жидкости угла φ, скоростная составляющая будет пропорциональна $\sin^2\varphi$, а инерционная — $\sin\varphi$. Общая схема действия волны на наклонный элемент показана на *рис. 11.12*.

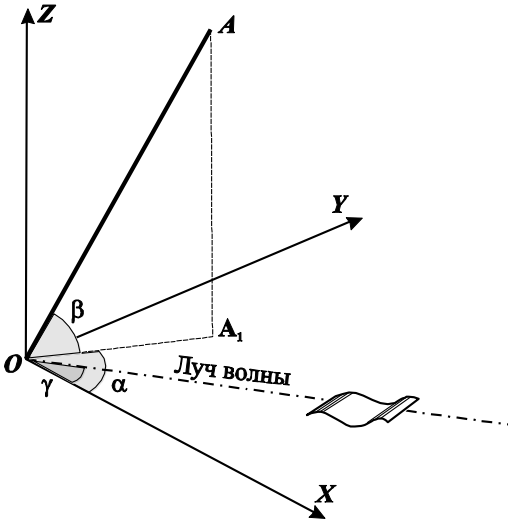


Рис. 11.12. Воздействие волны на наклонный элемент *OA*

С использованием обозначенных на этом рисунке углов, выражения для проекций на ось *X* инерционной и скоростной составляющих волновой нагрузки на цилиндрический стержень диаметра *D* приобретают вид

$$P_{xi} = \frac{C_i \rho \pi D^2}{4}\left\{\ddot{v}\left[\sin(\alpha-\gamma)\sin\alpha + \cos(\alpha-\gamma)\cos\alpha\sin^2\beta\right] - \right.$$
$$\left. - \ddot{w}\left[\cos\beta\sin\beta\cos\alpha\right]\right\}, \tag{11.28}$$

$$P_{xv} = \frac{C_v \rho D}{2}\left\{\dot{v}|\dot{v}|\left[\sin^2(\alpha-\gamma)\sin\alpha + \cos^2(\alpha-\gamma)\cos\alpha\sin^2\beta\right] + \right.$$
$$+ \dot{w}|\dot{w}|\left[\cos^2\beta\sin\beta\cos\alpha\right] -$$
$$\left. - \left(\dot{v}|\dot{v}| + \dot{w}|\dot{w}|\right)\cos(\alpha-\gamma)\sin^2\beta\cos\beta\cos\alpha\right\}, \tag{11.29}$$

где *v* и *w* — соответственно горизонтальный и вертикальный компоненты орбитального движения жидкости в волне. Проекции на оси *Y* и *Z* вычисляются по аналогичным формулам.

11.4. Динамическое воздействие

Динамическую нагрузку от воздействия нерегулярных ветровых волн на сквозное сооружение из обтекаемых элементов СНиП 2.06.04-82* рекомендуют определять умножением значения статической нагрузки на коэффициент динамичности k_d, принимаемый по *табл. 11.5* в зависимости от отношения периода собственных колебаний сооружения T_c к среднему периоду волны $\overline{T}$.

Таблица 11.5

Отношение периодов $T_c/\overline{T}$	0,01	0,1	0,2	0,3
Коэффициент динамичности k_d	1	1,15	1,2	1,3

При отношениях периодов $T_C/\overline{T} > 0{,}3$ расчет с использованием коэффициента динамичности становится слишком грубым и необходимо выполнять динамический расчет сооружения. Для морских глубоководных платформ, где учет динамических эффектов существенен, ограничение $T_C/\overline{T} \le 0{,}3$, как правило, выполняется лишь для относительно мелководных сооружений, имеющих небольшую массу надводного строения.

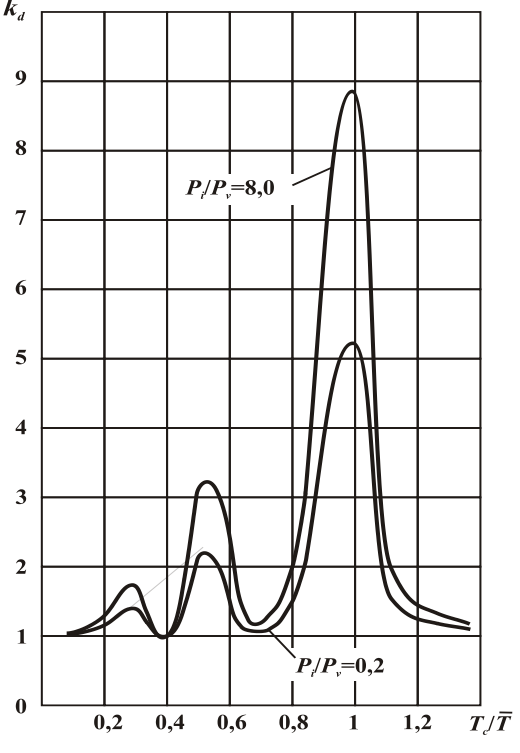


Рис. 11.13. График коэффициентов динамичности

При динамическом расчете можно воспользоваться либо подходом, основанном на численном пошаговом имитировании процесса развития и стабилизации движения при прохождении через ось сооружения регулярной волны, либо рассмотрением только установившегося движения, характеризуемого длиной одной волны, когда скорости и перемещения в начале и в конце процесса совпадают [13]. Результаты динамического расчета, выполненного первым из указанных способов для глубины моря H = 100 м и волны с параметрами h = 10 м, T = 10 с, λ = 156 м применительно к вертикальной опоре диаметром 0,25 м (P_i/P_v=0,2) и 10 м (P_i/P_v=8,0) показаны на *рис. 11.13* в форме значений коэффициента динамичности k_d.

Из рисунка видно, что соотношение скоростного и инерционного компонентов существенным образом влияет на результат и, кроме того, наблюдаются несколько резонансных максимумов, что обусловлено негармоничностью и нелинейностью волновой нагрузки. Эти эффекты не учитываются рекомендациями СНиП 2.06.04-82*, в соответствии с которыми коэффициент динамичности не зависит от соотношения P_i/P_v.

Динамический расчет для глубоководных платформ можно выполнить для регулярного морского волнения, когда на сооружение действует синусоидальная волна [7]. Но и в этом случае использование обычного расчета методами линейной динамики сооружений затруднено тем, что волновая нагрузка нелинейна, поскольку возбуждающие силы, вычисляемые по Морисону, содержат скоростную составляющую, которая квадратично зависит от скорости. Поэтому в динамическом расчете выполняется линеаризация, для чего полагают, что в выражении $V|V|$, которое входит в формулу (11.14), член $|V|$ можно заменить не зависящим от времени средним значением V^* [6]. Значение V^* определяется из условия, чтобы разница между $V|V|$ и VV^* была минимизирована в смысле метода наименьших квадратов. Для регулярных волн Эйри, имеющих высоту h, круговую частоту ω и волновое число k, при глубине моря H и расчетной глубине точки приложения силы z получается:

$$V^* = \frac{4\omega h}{3\pi}\frac{\mathrm{ch}kz}{\mathrm{sh}kH}. \qquad (11.30)$$

При расчете на нерегулярное волнение по спектральной теории волн также выполняется линеаризация, однако на основе метода статистической линеаризации [1, 17].

Литература

1. Барштейн М.Ф. Воздействие нерегулярной волны на сквозные инженерный сооружения // Строительная механика и расчет сооружений, 1964. — №1. — С. 31-41.
2. Бребиа К., Уокер С. Динамика морских сооружений.— Л.: Судостроение, 1983.— 232 с.— 1997.— 232 с.
3. ВСН 51.3 – 85. Ведомственные строительные нормы. Проектирование морских стационарных платформ.– М.: Мингазпром.– 1985.– 85 с.

4. Гусев М.А. Расчет морских сооружений на действие внутренних волн // Эксперим.-теорет. исследования антенных сооружений и глубоководных оснований.— М.: ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, 1988.— С. 129-136.
5. Девнин С.И. Аэрогидромеханика плохообтекаемых конструкций.— Л.: Судостроение, 1983.— 232 с.— 1997. – 320 с.
6. Доусон Т. Проектирование сооружений морского шельфа: Пер. с англ. – Л.: Судостроение.– 1986. – 288 с.
7. Ефремов М.М. Расчет глубоководной платформы на воздействие волны и течения // Экспериментально-теоретические исследования антенных сооружений и глубоководных оснований.— М.: ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, 1988.— С. 160-166.
8. Краусс В. Внутренние волны.— Л.: Гидрометеоиздат, 1968.— 272 с.
9. Крылов Ю.М., Стрекалов С.С., Цыплухин В.Ф. Ветровые волны и их воздействия на сооружения.— Л.: Гидрометеоиздат, 1976.— 256 с.
10. Кульмач П.П. Якорные системы удержания плавучих объектов.— Л.: Судостроение, 1980.— 336 с.
11. Лаппо Д.Д. Силовое воздействие гравитационных волн при обтекании гидротехнических сооружений.— М.: Изд-во АН СССР, 1962.— 286 с.
12. Лаппо Д.Д. Вопросы теории и практики расчета волн на воде и их взаимодействия с преградами.— М.: Наука, 1975.— 192 с.
13. Лужин О.В., Халфин И.Ш. Динамический расчет глубоководных сквозных сооружений на воздействие случайного штормового волнения // Волновые воздействия на морские нефтегазопромысловые сооружения.— М.: ВНИИОЭНГ, 1977, ч. 2.— С. 42-84.
14. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов).— Л.: Энергия, 1977.— 316 с.
15. СНиП 2.06.04-82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.— 40 с.
16. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.- 36с.
17. Симаков Г.В., Шхинек К.Н., Смелов В.А., Марченко Д.В., Храпатый Н.Г. Морские гидротехнические сооружения на континентальном шельфе.— Л.: Судостроение, 1989.— 328 с.(1997. – 680 с.).
18. Шимановский В.Н., Гарф Э.Ф., Пермяков В.А. и др. Сварные строительные конструкции / Под ред. Лобанова Л.М. – К.: ИЭС им. Е.О.Патона. – 1997. – 680 с.
19. ISO 19901-1. Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. - Part 1: Metocean design and operating considerations, 2003.
20. Keulegan G.H., Carpenter L. Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid // Journal of Research of the National Bureu of Standards. 1958.— Vol. 60.— No 5.
21. Morison J.R., O`Brien M.P., Johnson J.W., Schaaf S.A. The forces exerted by surface waves on piles // Petroleum Transaction American Institute of Mining Engineering, 1950.— Vol. 189.— P. 149-154.
22. RP2A-LRED. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design, 1993.— 165 p.
23. Sarpkaya T., Isaacson M. Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures.— Van Nostrand Reinhold Co, 1981.
24. Shore protection, planning and design. US Army Coastal Engineering Research Center.—1966.—No 4.— P. 1-144.
25. Stokes G.G. Supplement to a paper on the theory of oscillatory waves // Mathematics and Physics Paper.— Vol.1.— London: Cambridge University Press, 1880.— P. 197-229.

12. ЛЕДОВЫЕ НАГРУЗКИ

12.1. Предварительные сведения

Ледовая нагрузка является типичной нагрузкой взаимодействия. Подвижное ледовое поле в зависимости от накопленной кинетической энергии, подойдя к преграде, которой является сооружение, либо останавливается со смятием, либо прорезается (*рис. 12.1*). В обоих случаях нагрузка, передаваемая на сооружение, определяется прочностными характеристиками льда.



Рис. 12.1. Разрушение льда у препятствия

Прочность льда и, следовательно, ледовые нагрузки зависят от:

- типа ледовых образований и их размеров;
- физико-механических характеристик льда и его прочности (прочность льда определяется его температурой и соленостью);
- скорости движения льда;

- характера взаимодействия лед/сооружение и характера разрушения льда;
- формы сооружения в горизонтальной и вертикальной плоскостях в районе контакта со льдом.

При проектировании рассматривают воздействие на сооружение медленно движущихся ледовых полей либо случай вмерзания сооружения в лед.

При определении нагрузок от движущегося льда обычно рассматривается квазистатическое приближение (т.е. игнорируются инерционные силы). В этом приближении предполагается, что максимальная нагрузка возникает тогда, когда напряжение на контактной поверхности лед/сооружение достигает некоторого предела, определяемого прочностью льда. В частности, при вертикальной фронтальной грани сооружения таким пределом является прочность на сжатие. При воздействии движущегося льда нагрузка распределена только по фронтальной части сооружения. Следует различать местное давление, принимаемое в расчет при оценке прочности отдельных элементов сооружения, и общую ледовую нагрузку, учитываемую в общем статическом расчете. По мере увеличения скорости движения льда локальная нагрузка растет. Однако эта нагрузка действует не одновременно в разных точках контактной поверхности при больших скоростях. Поэтому глобальная нагрузка, являющаяся суммой локальных, действующих в один и тот же момент времени, имеет максимум при очень малых скоростях движения льда.

Форма поперечного сечения опоры при определении глобальных нагрузок играет заметную роль, когда движение льда направлено строго на заострение ледолома (на реках). В относительно широких водоемах (озера, моря) без ярко выраженных постоянных течений движение льда вызывается действием ветра, который может дуть в разных направлениях. В этих условиях ледолом может оказаться неэффективным.

Следует отметить, что ледовые нагрузки на морские сооружения отличаются от нагрузок на сооружения, установленные на реках (например, опоры мостов), по следующим причинам:

- скорость движения льда на реках значительно больше, а размеры льдин на реках меньше, что способствует снижению нагрузок;
- движение льда на реках строго направлено, что облегчает применение мероприятий по снижению нагрузок. На больших акваториях возможно действие нагрузок разного направления;
- нагрузка на ледяной покров от ветра и течения собирается с большей площади и передается на сооружение;
- при действии очень больших полей возможно возникновение вибрации;
- в реках нет таких опасных ледовых образований, как торосы, и т.д., представляющих наибольшую опасность для сооружений.

Этими различиями и, разумеется, традициями проектирования, объясняется несовпадение подходов в двух основных нормативных документах [12] и [13], где рассматриваются ледовые нагрузки. Следует отметить, что сами значения ледовых нагрузок в настоящее время прогнозируются весьма грубо (совпадение с экспериментом на уровне 30-40% считается очень хо-

рошим результатом), поэтому на отмеченные расхождения между [12] и [13] можно смотреть еще и как на различные, но равноправные приближения к натурным данным.

12.2. Строение ледового поля и характеристики льда

В качестве основных ледовых образований, которые могут действовать на сооружение, следует рассматривать: ровный лед, наслоенный лед и торосы. В реках присутствует, главным образом, ровный лед, а вот для морских льдов характерны и более сложные ледовые образования. Наслоенный лед и торосы образуются в результате взаимодействия ледовых полей. Когда при сжатии тонкие (менее 10 см) ледяные поля наползают друг на друга, то создается *наслоенный лед*, в котором число слоев может достигать десятка и все они впоследствии смерзаются в единый пакет. При сжатии толстых ледовых полей образуется не наслоенный лед, а *торосы*. Отношение высоты надводной части тороса к подводной колеблется от 1:2 до 1:6, абсолютная толщина подводной части достигает 20 м. Дрейфующие торосы иногда садятся на мель и образуют *стамухи*.

При дрейфе и таянии льдов часто возникают области разрушенного льда, однако в северных морях разрушение компенсируется смерзанием, в результате которого формируются гигантские поля *сморози*. Значительные образования из консолидированного льда, возникающие при разрушении стамух, создают так называемые *несяки*, т.е. большие торосы или группы торосов, представляющие собой отдельную льдину, находящуюся на плаву. Несяк может выступать над уровнем моря на высоту до 5 м.

Сплоченность льда характеризуется балльностью в соответствии с *табл. 12.1*, система балльности построена таким образом, что каждому баллу соответствует приращение сплоченности на 0,1 (0 баллов – льда нет, 10 баллов – вся поверхность моря покрыта льдом).

Таблица 12.1

Балл	Наименование	Доля поверхности, покрытой льдами, %
0	Льда нет	0
1	Разреженный лед	10
2		20
3		30
4	Редкий лед	40
5		50
6		60
7	Сплоченный лед	70
8		80
9	Очень сплоченный лед	90
10	Сплошной лед	100

Аналогично имеется балльная оценка торосистости (*табл. 12.2*), торосистость льда характеризуется по пятибалльной шкале (0 баллов – гладкий лед, 5 баллов – сплошной торосистый лед).

Таблица 12.2

0 баллов	1 балл	2 балла	3 балла	4 балла	5 баллов
Гладкий лед					Сплошной торосистый лед

Строение ледяного поля (по толщине) определяется по данным кристаллографического исследования, которое определяет размеры, форму, взаимное расположение и ориентировку кристаллов льда. Различаются следующие виды льдов: по размеру кристаллов — мелкозернистые, среднезернистые и крупнозернистые; по составу — равномернозернистые и неравномернозернистые; по форме кристалла — аллотриоморфные (неправильной формы), параллельно-волокнистые, призматические, пластинчатые.

В тех случаях, когда кристаллографические исследования не проводились, допускается принимать, что:

- ледяной покров открытых озер, водохранилищ и крупных рек состоит из зернистого и призматического льдов;
- ледяной покров морей и устьевых участков рек, впадающих в моря, состоит из зернистого и волокнистого льдов;
- толщина слоя зернистого льда, располагающегося в верхней части ледяного покрова, составляет $0{,}25h_d$, а толщина слоя призматического или волокнистого льда – $0{,}75h_d$ (h_d — расчетная толщина льда).

Кроме ледовых полей на сооружения, расположенные в руслах рек, могут оказывать воздействия *зажоры*, являющиеся скоплениями *шуги* (рыхлого губчатого льда в водной толще или на поверхности водоема) с включением мелкобитого льда, а также *заторы*, образованные скоплением льдин в русле водотока во время ледохода.

Прочность льда

Прочностные характеристики льда зависят от его структуры, направления деформирования, температуры и солености. В пресноводных акваториях лед приобретает кристаллическую структуру, создающую заметную анизотропию прочностных свойств, когда прочность образцов, вырезанных перпендикулярно поверхности льда, в 2–3 раза выше прочности в направлении плоскости ледового поля. Сильно влияет на прочность льда его температура и, поскольку температура льда меняется по его толщине, то в расчет обычно вводят осредненную прочность, определяемую средней температурой. Если толщина льда не превышает 0,5 м, то используют среднюю температуру 3-х суток, при больших толщинах осреднение выполняется за 6 суток.

Прочностные характеристики льда определяются по результатам испытаний образцов, которые отбираются из N слоев ледяного поля так, чтобы их

длинные оси были перпендикулярны направлению роста кристаллов; при этом $N \geq 3$.

По рекомендации норм [13] образцы льда изготовляются в виде призм квадратного сечения или цилиндров круглого сечения с отношением высоты к ширине (диаметру), равным 2,5. Ширина образца должна не менее чем в 10 раз превышать средний поперечный размер кристалла, определяемый по данным кристаллографического исследования.

Образцы исследуемого слоя испытываются при температуре t_i и постоянной скорости деформации, принимаемой для пресноводного льда равной $\dot{\varepsilon}_c = 3 \cdot 10^{-4}$, 1/с, а для морского льда – по *табл. 12.3*.

Таблица 12.3

Температура льда в i-м слое t_i	–2°С	–10°С	–15°С	–23°С и ниже
Значение $\dot{\varepsilon}_c \cdot 10^4$, $с^{-1}$	0,5	1,5	2,0	3,0

Разрушающее напряжение (предел прочности) при сжатии для каждого образца C_j вычисляется по формуле

$$C_j = \left(P_{\max}\right)_j / \psi, \tag{12.1}$$

где $(P_{max})_j$ — максимальная нагрузка для j-го образца, определяемая по диаграмме "нагрузка-деформация" (*рис. 12.2*); ψ — площадь первоначального поперечного сечения образца.

За результат испытания серии образцов исследуемого слоя принимается величина

$$C \pm \Delta, \tag{12.2}$$

где C — среднее арифметическое значение параллельных определений предела прочности при сжатии;

Δ_i — доверительная граница случайной погрешности определений C_i, определяемая методами математической статистики при заданных значениях доверительной вероятности α и числе испытанных образцов N.

Прочностные характеристики ледового поля при сжатии R_c и изгибе R_f, которые являются основными параметрами, определяющими значение ледовой нагрузки, нормы [13] рекомендуют определять по формулам:

$$R_c = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \left(C_i + \Delta_i\right)^2 \Big/ N}, \tag{12.3}$$

$$R_f = 0{,}4(C_b + \Delta_b), \tag{12.4}$$

где C_b и Δ_b – среднее арифметическое значение предела прочности льда и доверительная граница случайной погрешности для нижнего слоя рассматриваемого ледяного поля при температуре t_b.

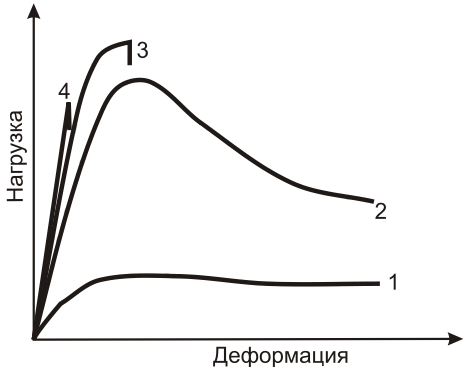


Рис. 12.2. Диаграммы "нагрузка-деформация" льда при различных скоростях деформации: $\dot{\varepsilon}_1 < \dot{\varepsilon}_2 < \dot{\varepsilon}_3 < \dot{\varepsilon}_4$

При отсутствии опытных данных нормы [13] допускают принимать значения $(C_i + \Delta_i)$ для пресноводного льда по *табл. 12.4* в зависимости от температуры i-го слоя, которая вычисляется по формуле

$$t_i = t_u z_i, \qquad (12.5)$$

где t_u — температура льда на границе воздух-лед (или снег-лед), °С, определяемая по данным о температуре воздуха, толщине снежного покрова и скорости ветра (при весеннем ледоходе допускается принимать $t_u = 0$ °С).

Таблица 12.4

Тип кристаллической структуры	Температура льда в i-м слое ледяного поля t_i,°С			
	0	–3	–15	–30
	Значения $(C_i \pm \Delta_i)$, МПа (при $\alpha = 0{,}95$, N=5)			
Зернистый (снежный)	1,2 ± 0,1	3,1 ± 0,2	4,8 ± 0,5	5,8 ± 0,4
Призматический (столбчатый)	1,5 ±0,2	3,5 ± 0,3	5,3 ±0,4	6,5 ± 0,5
Волокнистый (шестовато-игольчатый)	0,8 ± 0,1	2,0 ± 0,2	3,2 ± 0,3	3,8 ± 0,4

Для морского льда значения $(C_i \pm \Delta_i)$ определяется по *табл. 12.5* в зависимости от количество жидкой фазы в i-м слое ледяного поля ν_i °/₀₀, определяемого по "Океанографическим таблицам" [9] при заданных значениях температуры и солености льда. Выборка из [9] приведена в *табл. 12.6*.

Таблица 12.5

Тип кристаллической структуры	Количество жидкой фазы в i-м слое ледяного поля ν_i, °/₀₀					
	1	10	25	50	100	200
	Значения ($C_i \pm \Delta_i$) , МПа (при $\alpha = 0{,}95$, N =5)					
Зернистый	8,4±0,5	6,0±0,5	3,4±0,4	1,6±0,2	1,0±0,2	0,8±0,2
Волокнистый	6,0±0,5	3,9±0,4	1,9±0,2	0,7±0,1	0,4±0,1	0,3±0,1

Таблица 12.6

Солёность льда S, ‰	Количество жидкой фазы в i-м слое ледяного поля, ν_i (‰) при температуре льда t_i, °С								
	–2	–4	–6	–8	–10	–15	–20	–25	–30
2	56	29	20	16	13	10	8	4	2
4	112	58	40	32	27	20	16	8	4
6	16	87	60	48	41	30	25	12	7
8	224	116	80	63	54	40	33	16	9

Толщина льда

Нагрузки ото льда определяются на основе статистических данных о гидрометеорологических и ледовых условиях в районе сооружения для периода времени с наибольшими ледовыми воздействиями, при этом период натурных наблюдений должен быть не менее пяти лет. На основе таких наблюдений устанавливается значение $h_{1\%}$ максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1%.

Расчетная толщина ровного льда h_d, м, принимается равной:

- $0{,}8h_{1\%}$ — для пресноводного льда Европейской части СНГ и в районах Сибири, расположенных южнее 65° северной широты;
- $0{,}9h_{1\%}$ — для районов Азиатской части СНГ, расположенных между 65° и 70° северной широты;
- $h_{1\%}$ — для районов Азиатской части СНГ, расположенных севернее 70° северной широты, а также для морского льда.

В зимний период в случае смерзания сооружения с ледяным полем расчетная толщина льда на границе сооружение-лед принимается по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается толщину примерзшего к сооружению льда считать равной $1{,}5h_d$.

12.3. Нагрузки от движущихся ледовых полей

Воздействие на сооружения с вертикальной передней гранью

Нагрузка от воздействия ледовых полей может рассматриваться в двух вариантах: первый (воздействие разрушенного льда) обычно представляется в форме взаимодействия сооружения с сыпучей средой Кулона и второй (воздействие полностью консолидированного льда), как предельное воздействие при определенной схеме разрушения ледового поля.

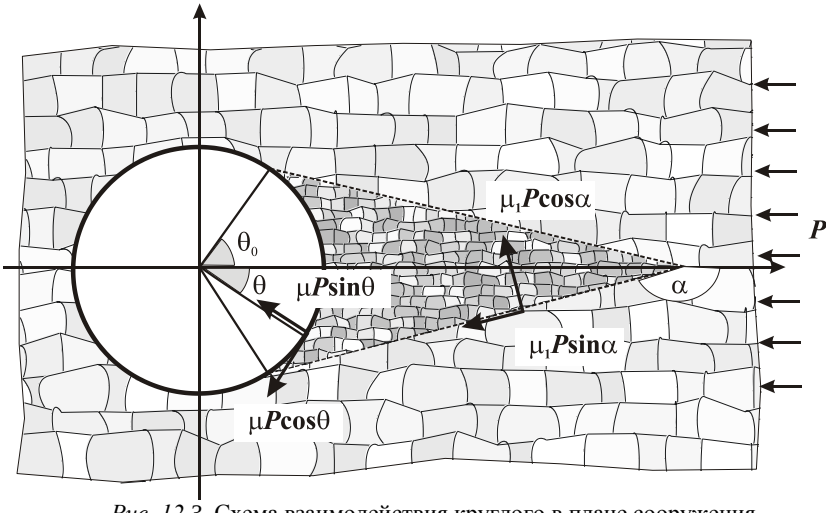


Рис. 12.3. Схема взаимодействия круглого в плане сооружения с полем разрушенного льда

В первом случае [17] по фронту сооружения, например круглой формы в плане, формируются две зоны (*рис. 12.3*): зона движущегося льда и зона его нагромождения. Предполагается, что сооружение окружено полем неконсолидированного разрушенного льда и граница зоны движущегося льда определяются углом $\theta_0 = \operatorname{arctg}\mu$, где μ — коэффициент трения льда о сооружение. Часть разрушенного ледового поля по фронту сооружения не движется, создавая скопление обломков. Границы зоны этого скопления зависят от коэффициента трения льда об лед μ_1. Нагрузка от движущегося разрушенного ледового поля является суммой нагрузки от движущегося льда и его скопления.

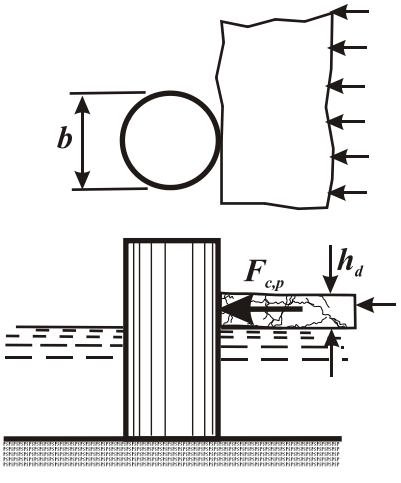


Рис. 12.4. Схема приложения нагрузки от движущегося ледяного поля на отдельно стоящую вертикальную опору

Однако чаще всего расчетными оказываются нагрузки от воздействия сплоченного ледового поля, и именно на определение нагрузок такого рода нацеливают нормы расчета гидротехнических сооружений [13]. В соответствии с рекомендациями этих норм силу от воздействия движущихся ледяных полей на сооружения с вертикальной передней гранью необходимо определять:

от воздействия ледяного поля на отдельно стоящую опору (*рис. 12.4*) с передней гранью в виде треугольника, многоугольника или полуциркульного очертания $F_{c.p}$, МН, по формуле

$$F_{c.p} = 0{,}04vh_d\sqrt{mAk_bk_uR_ctg\gamma}\ ; \qquad (12.6)$$

от воздействия ледяного поля на секцию протяженного сооружения по формуле

$$F_{c.w} = 0{,}07vh_d\sqrt{Ak_vR_c}\ , \qquad (12.7)$$

где v – скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается принимать ее равной:

- для рек и приливных участков морей – скорости течения воды;
- для водохранилищ и морей – 3 % от значения скорости ветра 1%-й обеспеченности в период движения льда;

m – коэффициент, принимаемый по *табл. 12.7*;

A – максимальная площадь ледяного поля (или суммарная площадь нескольких ледяных полей, оказывающих давление друг на друга) 1%-й обеспеченности, м^2, определяемая по натурным наблюдениям в данном или смежных пунктах ;

k_b – коэффициент, принимаемый по *табл.12.8*;

k_υ – коэффициент, принимаемый по *табл.12.9* в зависимости от эффективной скорости деформации льда в зоне его взаимодействия с опорой, 1/с, определяемая по формуле $\dot{\varepsilon}_e = v/4b$;

γ – половина угла заострения носовой части опоры в плане на уровне действия льда, град (для опоры с носовой частью в виде многогранника или полуциркульного очертания необходимо принимать $\gamma = 70°$).

Таблица 12.7

Коэффициент формы опоры в плане	Для опор с носовой частью в виде						
	треугольника с передней гранью, имеющей угол заострения в плане 2γ, град					многогранника или полуциркульного очертания	прямоугольника
	45	60	75	90	120		
m	0,41	0,47	0,52	0,58	0,71	0,83	1

Примечание. В случае внезапной подвижки смерзшегося с опорой ледяного поля для опоры с носовой частью в виде треугольника и прямоугольника принимается $m = 1$, для опор с носовой частью в виде многогранника или полуциркульного очертания – $m = 1{,}26$.

Таблица 12.8

Значение b/h_d		0,3 и менее	1	3	10	20	30 и более
Коэффициент k_b	для пресноводного льда	5,3	3,1	2,5	1,9	1.8	1,5
	для морского льда	5,7	3,6	3,0	2,3	1,9	1,5
b – ширина опоры или секции сооружения по фронту на уровне действия льда, м							

Таблица 12.9

Значение $\dot{\varepsilon}_e$, 1/с	10^{-7} и менее	$5\cdot10^{-5}$	10^{-4}-$5\cdot10^{-4}$	10^{-3}	$5\cdot10^{-3}$	10^{-2} и более
Коэффициент k_υ	0,1	0,9	1,0	0,8	0,5	0,3

При этом сила $F_{c,\,p}$, определенная по формуле (12.6), не может быть больше силы воздействия ледяного поля на опору с передней гранью в виде прямоугольника $F_{b,\,p}$, МН, определяемой по формуле

$$F_{b,p} = mk_bk_\upsilon R_c h_d, \tag{12.8}$$

а сила $F_{c,w}$, определенная по формуле (12.7), не может быть больше силы $F_{b,w}$, МН, определяемой по формуле

$$F_{b,w} = kk_\upsilon R_c b h_d, \tag{12.8}$$

где k – коэффициент, принимаемый по *табл.12.10*.

Таблица 12.10

Значения b/h_d	0,3 и менее	1	3	10	20	30 и более
Коэффициент k	1	0,9	0,8	0,6	0,5	0,4

Несколько другие рекомендации дают нормы проектирования мостов [12]. В соответствии с этими нормами нагрузку от движущихся ледяных полей на опоры мостов с вертикальной передней гранью необходимо принимать по наименьшему значению из определяемых по формулам:

при прорезании опорой льда

$$F_1 = \psi_1 R_{zn} bt\,, \tag{12.9}$$

при остановке ледяного поля опорой

$$\left.\begin{aligned} F_2 &= 1,253 vh_d\sqrt{\psi_2 AR_{zn}} \\ (F_2 &= 0,4\ vh_d\sqrt{\psi_2 AR_{zn}}) \end{aligned}\right\}, \tag{12.10}$$

где ψ_1, ψ_2 – коэффициенты формы, определяемые по *табл. 12.11*;

R_{zn} – сопротивление льда раздроблению.

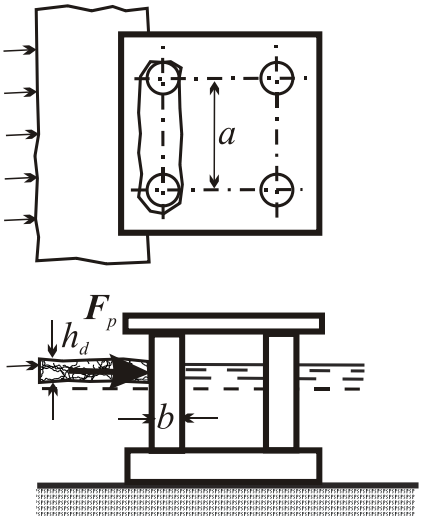


Рис. 12.5. Схема приложения нагрузок от движущегося ледяного поля на сооружение из системы вертикальных колонн

Таблица 12.11

Коэффициент	Коэффициент формы для опор с носовой частью, имеющей в плане форму							
	многоугольника	прямоугольника	треугольника с углом заострения в плане					
			45°	60°	75°	90°	120°	150°
ψ_1	0,9	1,0	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,0
ψ_2	2,4	2,7	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	2,7

Силу F_p от воздействия движущегося ледяного поля на сооружение, состоящее из системы вертикальных колонн (*рис. 12.5*), нормы [13] рекомендуют определять по формуле

$$F_p = n_t k_2 F_{b,p}(0{,}83 + 0{,}17 n_t^{-1/2}), \qquad (12.11)$$

где n_t – общее число колонн в сооружении; k_2 – коэффициент, принимаемый по *табл. 12.12*.

Таблица 12.12

Значение b/a	0,1 и менее	0,5	1
Коэффициент k_2	1	$0{,}55 + 0{,}45 k_n/k$	k_n/k
a – шаг колонн, м; k_n – коэффициент, принимаемый по табл.12.10 при использовании аргумента $(n_\psi b)/h_d$; n_ψ – число колонн в первом ряду по фронту сооружения.			

Воздействие на коническую опору

Существенное снижение нагрузки достигается приданием наклона контактной поверхности сооружения в вертикальной плоскости. При этом лед

ломается не от сжатия, а от изгиба. Поскольку прочность льда при изгибе значительно меньше, чем при сжатии, нагрузки на наклонное сооружение часто меньше, чем на вертикальное.

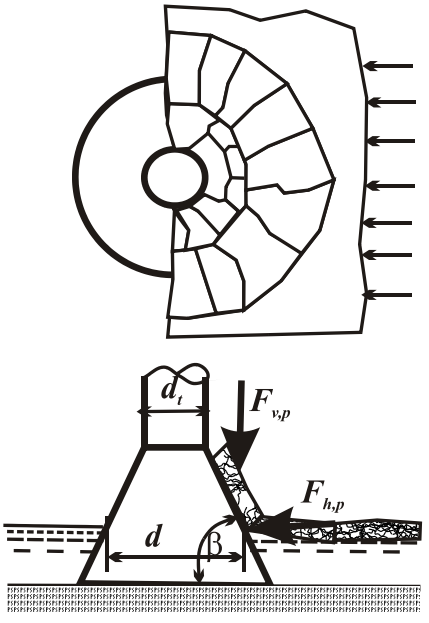


Рис. 12.6. Схема приложения нагрузок от движущегося ледяного поля на отдельно стоящую коническую опору

Задача о воздействии льда на коническую преграду была решена в работе [20] исходя из теории предельного равновесия ледового поля и в предположении, что лед подчиняется закону текучести Треска. Это решение с некоторыми непринципиальными уточнениями представлено в нормах [13], в соответствии с которыми силу от воздействия движущегося ледяного поля на отдельно стоящую коническую опору (*рис. 12.6*) или конический ледорез полуциркульного очертания при отсутствии смерзания со льдом необходимо определять по формулам:

а) горизонтальную составляющую силы $F_{h,p}$

$$F_{ph} = [k_{h1}R_{\psi}h_d^2 + k_{h2}\rho g h_d d^2 + k_{h3}\rho g h_d(d^2 - d_t^2)]k_{h4}; \quad (12.12)$$

б) вертикальную составляющую силы $F_{v,p}$

$$F_{vp} = k_{v1}F_{h,d} + k_{v2}\rho g h_d (d^2 - d_t^2), \quad (12.13)$$

а на секцию откосного профиля или отдельно стоящую опору прямоугольного сечения с наклонной передней гранью — по формулам:

а) горизонтальную составляющую силы F_h

$$F_h = 0{,}1R_{\psi}bh_d\mathrm{tg}\beta; \quad (12.14)$$

б) вертикальную составляющую силы F_v

$$F_v = F_h\mathrm{ctg}\beta, \quad (12.15)$$

где k_{h1}, k_{h2} – коэффициенты, принимаемые по табл.12.13; k_{h3}, k_{h4}, k_{v1}, k_{v2} – коэффициенты, принимаемые по *табл. 12.14*; ρ – плотность воды; g – ускорение свободного падения; d – диаметр конуса по ватерлинии; d_t – верхний диаметр конуса.

Таблица 12.13

Значение $\rho g d^2/R_f h_d$		0,1	0,5	1	5	10	25	50	100
Коэффициенты:									
	k_{h1}	1,6	1,6	1,7	1,9	2,1	2,5	2,9	3,5
	k_{h2}	0,31	0,24	0,21	0,11	0,08	0,05	0,02	0,02

Таблица 12.14

Значение β ,град		20	30	40	50	60	70
Коэффициенты:	k_{h3}	0,25	0,27	0,31	0,36	0,46	0,67
	k_{h4}	0,7	0,9	1,3	1,8	2,6	5,3
	k_{v1}	2,2	1,6	1,1	0,8	0,5	0,3
	k_{v2}	0,041	0,042	0,039	0,034	0,026	0,017

В работе [10] проведено сопоставление нагрузок на разрушающие конусы, ориентированные вершиной вверх и вершиной вниз. Анализ выполнялся с учетом всех основных компонент силы сопротивления, и его результаты для горизонтальной составляющей представлены на *рис. 12.7*.

Из рисунка видно, что трение льда, скользящего по поверхности конуса вверх, создает от 30 до 50 % нагрузки, а нагрузки от разрушения льда связаны, главным образом, с образованием круговой трещины. Для конуса, ориентированного вершиной вниз, нагрузки существенно меньшие, однако эти преимущества могут утрачиваться (в особенности на мелкой воде) за счет наслоений и скоплений глыб льда под конусом.

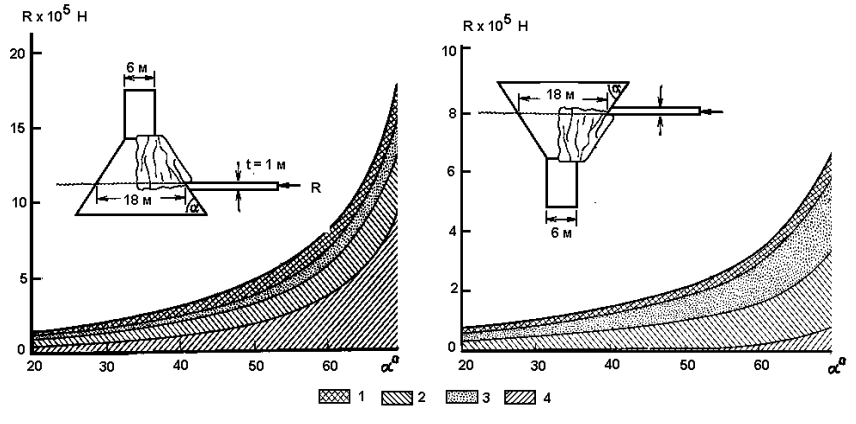


Рис. 12.7. Составляющие ледовой нагрузки: 1 – вклад реакции сооружения; 2 – вклад круговой трещины; 3 – вклад радиальных трещин; 4 – вклад сил трения

Нормы проектирования мостов рекомендуют определять давление льда на опору, имеющую в зоне действия льда наклонную поверхность, следующим образом:

а) горизонтальную составляющую F_x – по наименьшей из величин, полученных по формуле (12.9), и по формуле

$$F_x = 0{,}7\psi\, R_{zn}\, h_d^2\, \mathrm{tg}\,\beta; \qquad (12.16)$$

б) вертикальную составляющую F_z — по формуле

$$F_z = F_x / \mathrm{tg}\beta\ , \qquad (12.17)$$

где ψ — коэффициент, принимаемый равным 0,2 b/h_d, но не менее 1.

12.4. Нагрузки при температурной деформации сплошного ледового покрова

Если сооружение вмерзло в лед и находится недалеко от берега, то вследствие температурного расширения льда, зажатого между берегом и сооружением, на последнее могут действовать определенные горизонтальные нагрузки. Значение нагрузки зависит от приращения температуры и расстояния между сооружением и берегом.

В соответствии со СНиП [13] горизонтальная линейная нагрузка q (на один погонный метр длины по фронту протяженного сооружения) от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении принимается равной наибольшему значению из полученных при рассмотрении температурных перепадов воздуха $\Delta\theta$ (°С) и соответствующих им реальных и приведенных толщин льда, h_c и h_{red}.за ряд лет (30 лет и более).

Приведенная толщина льда h_{red} определяется по формуле

$$h_{red} = h_c + 1{,}43 h_s + h_r, \qquad (12.18)$$

где h_s — средняя толщина снега за время перепада температуры; h_r — добавочная толщина льда принимаемая по *табл. 12.15*.

Таблица 12.15

Средняя скорость ветра при перепаде температуры	Величина h_r, (м) при средней температуре воздуха		
	0°С	–10°С	–20°С
0 м/с	0,57	0,46	0,39
2,5 м/с	0,32•	0,26	0,22
5 м/с	0,16	0,14	0,12
10 м/с	0,05	0,05	0,05
20 м/с	0,01	0,01	0,01

Значения q определяются по графикам *рис. 12.8* при заданных значениях температурных перепадов и толщин льда.

Силу от воздействия ледяного покрова на отдельно стоящее сооружение шириной b определяют по формуле

$$F_t = k_l q b, \tag{12.19}$$

где k_l – коэффициент принимаемый по *табл. 12.16*.

При этом сила F_t, определенная по формуле (12.19), не может быть больше силы $F_{t,b}$, МН, определяемой по формуле

$$F_{t,b} = R_c b h_c. \tag{12.20}$$

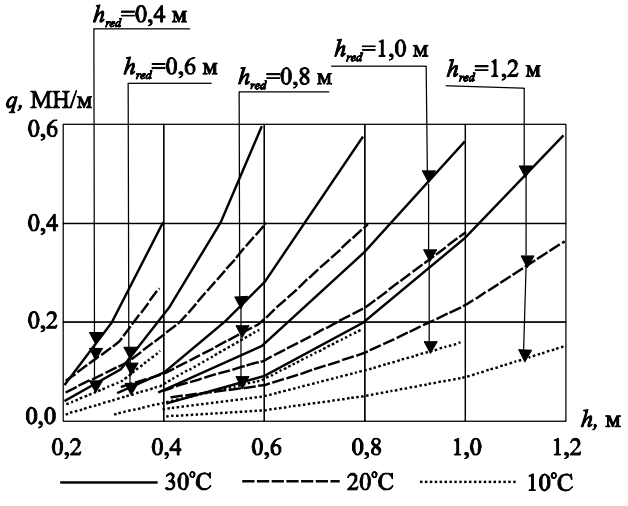


Рис. 12.8. График значений нагрузки q

Таблица 12.16

Значение L/b	1	5	15	25	50	75	109
Коэффициент k_l	1	2	4	6	10	14	17
L — расстояние от сооружения до берега							

Точку приложения равнодействующей ледовой нагрузки F_t или $F_{t,b}$ необходимо принимать ниже расчетного уровня воды на $0{,}25h_c$.

12.5. Нагрузки от примерзшего льда

Если сооружение вмерзло в лед, то ледяное поле передает на него нагрузку, вызываемую воздействием на поле ветра и течения. Направление этой нагрузки определяется направлением действия ветра и течения. Предельное значение нагрузки соответствует началу разрушения льда на контакте с сооружением или около него. Экспериментально установлено [4], что это предельное значение в 1,5–2 раза больше, чем нагрузка от движущегося льда (*рис. 12.9*), что объясняется двумя причинами:

- локальные нагрузки действуют по всей поверхности сооружения (толкающие по фронтальной поверхности, тянущие – по тыльной), в то время

как при движении льда нагрузки действуют только по фронтальной поверхности;

- вследствие того что теплопроводность сооружения больше теплопроводности льда, толщина льда около сооружения и соответственно площадь контакта лед-сооружение больше. Соответственно, при том же уровне локальных нагрузок глобальные нагрузки возрастают.

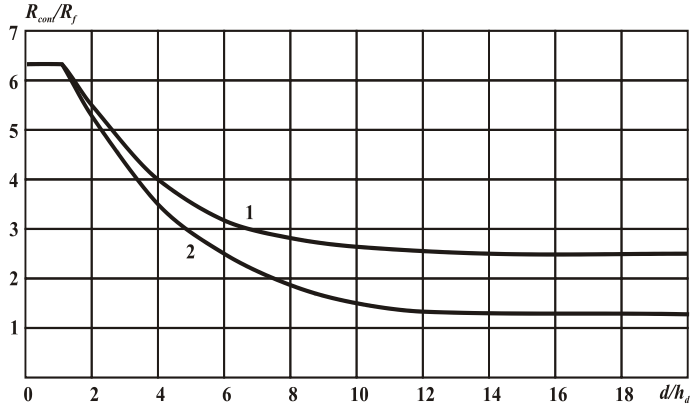


Рис. 12.9. Горизонтальная нагрузка на цилиндрическую опору:
1 – при смерзании ледового поля с опорой; 2 – без смерзания (R_{cont} – напряжение по контакту «лед-опора»)

Если сооружение вмерзло в лед и уровень воды изменился (вследствие прилива, например), то на сооружение будет действовать дополнительно вертикальная нагрузка, вызванная изменением силы поддержания воды. Эта нагрузка зависит от толщины льда и высоты изменения уровня воды.

Для этого случая нормы [13] рекомендуют вертикальную линейную нагрузку (на один погонный метр длины по фронту сооружения) от примерзшего к оградительной стене сооружения (*рис. 12.10*) ледяного покрова f_d определять по формуле

$$f_d = 0,2h_0\sqrt[4]{h_{\max}^3}\ , \qquad (12.21)$$

где h_0 — изменение уровня воды при этом $h_0 \le h_{\max}$;

$h_{\max}$ - максимальная толщина ледяного покрова обеспеченностью 1 %.

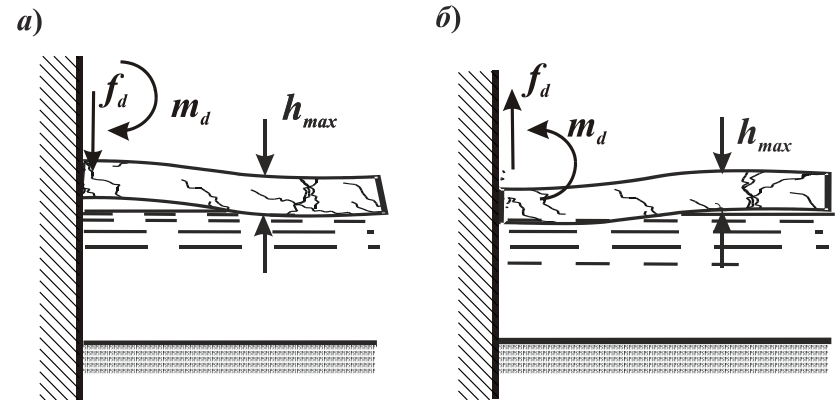


Рис. 12.10. Схема приложения нагрузок от примерзшего к стенке сооружения ледяного покрова при изменении уровня воды:
а – при понижении; *б* – при повышении

Момент силы, воспринимаемый 1 пог. м протяженного сооружения от примерзшего ледяного покрова m_d, при изменении уровня воды рекомендуется определять как

$$m_d = 2,6h_0\sqrt{h_{\max}^3}\,. \tag{12.22}$$

При этом момент m_d, определенный по формуле (12.22) не может быть больше момента $m_{d,\lim}$, определяемого по формуле

$$m_{d,\lim} = \frac{h_{\max}^2\left(\sigma_c + \sigma_t\right)}{12}, \tag{12.23}$$

где σ_c — предельное напряжение в сжатом слое изгибаемого ледяного покрова, определяемое как $(C + \Delta)$ для нижнего слоя ледяного покрова при температуре воды (случай понижения уровня воды) или для верхнего слоя ледяного покрова при температуре воздуха (случай повышения уровня воды);

σ_t — предельное напряжение в растянутом слое изгибаемого ледяного покрова, определяемое как $0,3(C + \Delta)$ для верхнего слоя ледяного покрова при температуре воздуха (случай понижения уровня воды) или для нижнего слоя ледяного покрова при температуре воды (случай повышения уровня воды).

Вертикальную силу на отдельно стоящую опору или свайный куст от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды $F_{d,p}$ (*рис. 12.11*) рекомендуется определять по формуле

$$F_{d,p} = k_\psi R_\psi h^2_{\max}, \tag{12.24}$$

где k_ψ - коэффициент, определяемый по формуле

$$k_\psi = 0,6 + 0,15D/h_{\max}, \tag{12.25}$$

где D — поперечный размер (диаметр) опоры или свайного куста. При прямоугольной форме опоры в плане со сторонами b и c или куста свай с внешними габаритами опорной части на уровне действия льда b и c принимается, что $D = \sqrt{bc}$.

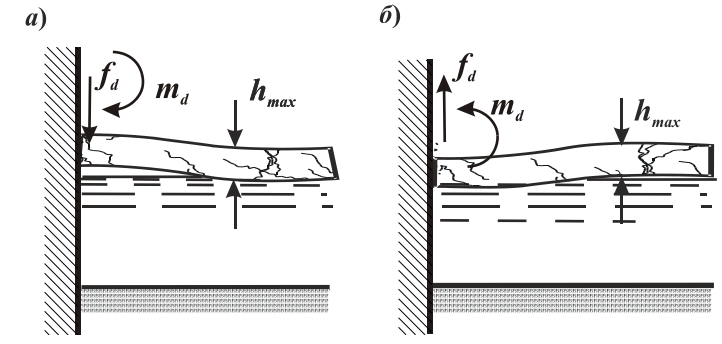


Рис. 12.11. Вертикальная сила на отдельно стоящую опору от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды: *а* — при понижении; *б* – при повышении

12.6. Динамические эффекты

Динамическое взаимодействие сооружения со льдом возникает из-за того, что разрушение льда сжатием может иметь циклический характер и входить в резонанс с собственными колебаниями сооружения. Известны случаи потери устойчивости морских маяков диаметром до 8–10 м в Ботническом заливе в результате вхождения их в резонанс с ледовой нагрузкой.

Ледовая нагрузка на податливое сооружение от движущегося льда заметно меняется во времени, поскольку наблюдается последовательность повторения двух сменяющих друг друга процессов: разрушения некоторого объема льда вблизи от сооружения и постепенного выдавливания сооружением разрушенного льда. Ориентировочная частота этих изменений определяется выражением [19]

$$f = \frac{kV}{\sigma_c h_d D}, \tag{12.26}$$

где k — жесткость сооружения относительно перемещения в месте приложения ледового воздействия и по направлению движения льда; V — скорость движения льда; σ_c — напряжение, при котором происходит разрушение льда; h_d — толщина льда; D — размер поперечного сечения сооружения.

При совпадении частоты (12.26) с частотой собственных колебаний сооружения возникает автоколебательный процесс примерно такого вида:

- отклонение сооружения под воздействием движущегося льда и возрастание при этом силы упругого сопротивления;

- разрушение льда в некоторой окрестности сооружения и сброс ледовой нагрузки;
- движение сооружения навстречу надвигающемуся льду до появления контакта между ними и повторение указанного цикла.

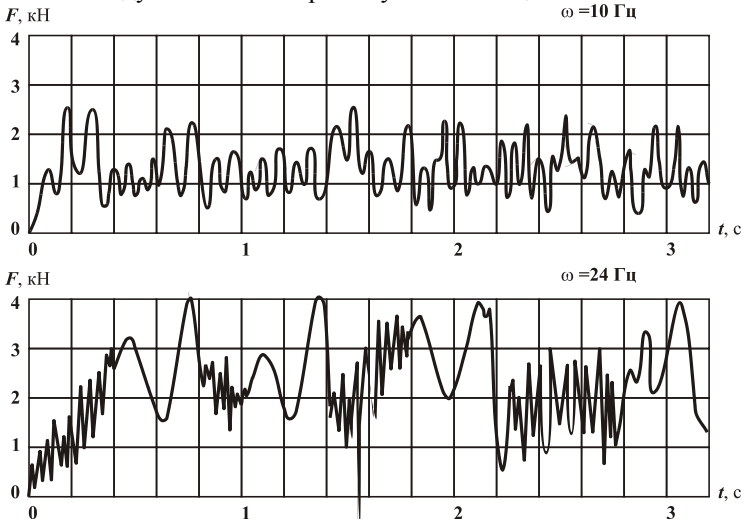


Рис. 12.12. Зависимость ледовой нагрузки F при автоколебаниях от частоты собственных колебаний опоры ω

Пример зависимости процессов изменения ледовой нагрузки при автоколебаниях в виде функции от частоты собственных колебаний показан на *рис. 12.12.*

Мнение об автоколебательном характере взаимодействия сооружения с ледовым полем, основанное на наличии постоянного и неосциллирующего источника энергии в форме скорости надвижки льда, является преобладающим, но не единственным. Многие исследователи отмечали, что в натурных условиях ледовые массы абсолютно неизотропны, они имеют меняющиеся по пространству геометрические и физико-механические параметры, что обусловливает изменчивость потока энергии, передаваемой сооружению ледовым полем.

12.7. Воздействия заторов и зажоров

В руслах рек во время ледоходов образуются заторы и зажоры, которые могут оказывать значительные воздействия на расположенные там сооружения. Силу от движущейся заторной массы льда на отдельно стоящую опору $F_{b,i}$ нормы [13] рекомендуют определять по формуле

$$F_{b,i} = 0{,}5mR_{b,i}bh_{\mathrm{b},i}, \qquad (12.27)$$

где $R_{b,i}$ — нормативное сопротивление заторной массы льда смятию, определяемое по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается принимать равным:

- для участков рек севернее линии Воркута – Ханты-Мансийск – Красноярск – Улан-Удэ – Благовещенск – Николаевск на Амуре 0,45 МПа;
- между линиями Воркута – Ханты-Мансийск – Красноярск – Улан-Удэ – Благовещенск – Николаевск на Амуре и Архангельск – Киров – Уфа – Усть-Каменогорск 0,35 МПа;
- южнее линии Архангельск – Киров – Уфа – Усть-Каменогорск 0,25 МПа.

Расчетная толщина заторной массы $h_{b,i}$ определяется по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии – по формуле

$$h_{b,i} = a_i H_{b,i}, \tag{12.28}$$

где a_i — коэффициент, принимаемый по *табл.12.17*;

$H_{b,i}$ — средняя глубина реки выше затора при максимальном расходе воды заторного периода;;

m — коэффициент, принимаемый по *табл. 12.7*.

Таблица 12.17

Значение $H_{b,i}$, м	3	5	10	15	20	25
Коэффициент a_i	0,85	0,75	0,45	0,40	0,35	0,28

Силу от движущейся зажорной массы на отдельно стоящую опору $F_{b,j}$, МН, необходимо определять по формуле

$$F_{b,j} = mR_{b,j}bh_j, \tag{12.29}$$

где $R_{b,j}$ — нормативное сопротивление зажорной массы смятию, определяемое по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается принимать равным 0,12 МПа;

h_j — расчетная толщина зажора, определяемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается принимать равной 0,8 от средней глубины потока при расходе воды зажорного периода.

Литература

1. Бородачев В.Е., Гаврило В.П., Казанский М.М. Словарь морских ледовых терминов.— СПб.: Арктический и антарктический научно-исследовательский институт (ААНИИ), 1994.— 106 с.
2. Бреббиа К., Уокер С. Динамика морских сооружений.— Л.: Судостроение, 1983.— 229 с.
3. Вершинин С.А. Воздействие льда на опоры конической формы // Строит. механика и расчет сооружений.— 1978, №3.— С. 15-18.
4. Вершинин С.А. Взаимодействие морских ледовых полей с опорами сооружений континентального шельфа // Механика и физика льда.— М.: Наука, 1983.— С. 38-58.

5. Вершинин С.А. Воздействие льда на морские сооружения шельфа // Итоги науки и техники. Серия «Водный транспорт», т. 13.— М.: ВИНИТИ, 1988.— 220 с.
6. ВСН 41-88. Проектирование ледостойких стационарных платформ.— М.: Миннефтегазпром СССР, 1988.
7. Доусон Т. Проектирование сооружений морского шельфа: Пер. с англ. – Л.: Судостроение, 1986. – 288 с.
8. Коржавин К.Н. Воздействие льда на инженерные сооружения.— Новосибирск: Изд-во СО АН СССР, 1962.— 203 с.
9. Океанографические таблицы.— Л.: Гидрометеоиздат, 1975.
10. Ралстон Т. Анализ ледовых нагрузок на конические конструкции в рамках теории предельного равновесия //Физика и механика льда.— М.: Мир, 1983.— С. 282-297.
11. Скоков Р.Н. Прочность льда в прибрежной зоне моря // Труды ДВНИИ, вып.125: Вопросы океанографии.— Л.: Гидрометеоиздат, 1986.
12. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы / Госстрой СССР.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.— 200 с.
13. СНиП 2.06.04-82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. – 1986.– 40 с.
14. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. – 1987.– 36 с.
15. Been K., Kosar K., Hachey J., Rogers B.T., Palmer A.C. Ice scour models // Proceedings of the Ninth International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference (OMAE ’90), vol. 5.— Houston, 1990.— P. 179–188.
16. Croasdale K. Ice structure interaction. Current state of knowledge and implication for future development // Proceedings of the International RAO Conference.— St. Petersburg, 1997.— P. 396–401.
17. Gershunov E.M. Calculating the ice-clearing // Oil and Gas Journal.— 1985.—№50.— P. 120-122.
18. ISO 19901-1. Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 1: Metocean design and operating considerations, 2003.
19. Määttänen M. Stability of self-axcited ice-induced structural vibration // Proceedings on 4th International Conference on a Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions.— Newfoundland, 1977.— P. 684-694.
20. Ralston T.D. Ice force design considerations for conical offshore structures // Proceedings of the Fourth International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. St.— John’s, Newfoundland, 1977.— P. 741-752.
21. Shkhinek.K., Blanchet.D., Croasdale.K., Matskevich. D., Bxat.U. Comparisons of the Russian and foreign codes and methods for global loads estimation. Proceedings of the OMAE Conference, vol. 4.— 1994.— P. 73-85.

13. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

13.1. Общие сведения о землетрясениях

Одним из наиболее грозных воздействий на здания и сооружения является действие сейсмических сил. Печальная статистика человеческих жертв и материальных убытков (*рис. 13.1*) свидетельствуют об этом.



Рис. 13.1. Разрушения от землетрясения

Землетрясения, как правило, вызываются внезапным нарушением сплошности и высвобождением энергии деформаций в глубинных слоях земной коры. Эти возмущения в форме упругих волн распространяются по всем направлениям и, достигнув поверхности земли, порождают землетрясение — колебательные движения верхних слоев грунтовой толщи. Место в глубине коры, где происходит это явление, называют *очагом* землетрясения или *гипоцентром*, а его проекцию на поверхность Земли — *эпицентром* (*рис. 13.2*).

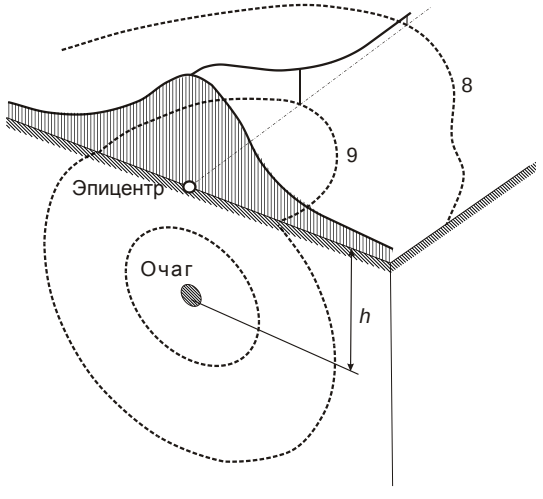


Рис. 13.2. Распределение интенсивности землетрясения

В сейсмологии и в сейсмостойком строительстве используются две группы характеристик землетрясений. Первая характеризует силу землетрясения в очаге и характеризуется *магнитудой M*, измеряемой по шкале Рихтера, вторая характеризует явления на поверхности земли и определяется шкалой *сейсмической интенсивности*, измеряемой в *баллах*.

Для шкалы сейсмической интенсивности предлагалось много вариантов. В настоящее время у нас используется шкала MSK-64, предложенная Медведевым, Спонхойром и Кариником в 1964 году. Все предлагавшиеся шкалы имеют описательную (макросейсмическую) часть и инструментальную часть. Первая (*табл. 13.1*) основана на анализе результатов землетрясения и позволяет прогнозировать интенсивность землетрясений по историческим хроникам, вторая (*табл. 13.2*) — на основании приборных записей.

В соответствии со шкалой MSK-64 оценка повреждений дается для зданий, построенных без антисейсмических мероприятий и обозначаемых такими типами: А — здания со стенами из рваного камня, из необожженного кирпича или глинобитными стенами; Б — здания со стенами из обожженного кирпича, из крупных бетонных блоков или из мелких камней правильной формы; В — крупнопанельные здания, здания со стальным или железобетонным каркасом, деревянные добротной постройки.

Таблица 13.1

Баллы	Характеристики повреждений зданий и других сооружений	
6	Повреждения конструкций	Повреждения 1-й степени в отдельных зданиях типа *Б* и во многих типа *А*; 2-й степени в отдельных зданиях типа *А*
	Проявления на поверхности земли	В немногих случаях – оползни, на сырых грунтах возможны видимые трещины шириной до 1 см; в горных районах – отдельные оползни, возможны изменения дебита источников и уровня воды в колодцах
7	Повреждения конструкций	Повреждения 1-й степени во многих зданиях типа *В* и в отдельных зданиях – 2-й. Во многих зданиях типа *Б* 2-й степени и в отдельных – 3-й. Во многих зданиях типа *А* 3-й степени и в отдельных зданиях – 4-й.Трещины в каменных оградах
	Проявления на поверхности земли	В отдельных случаях – оползни проезжей части дорог на крутых склонах и трещины на дорогах. Нарушение стыков трубопроводов. В отдельных случаях – изменение дебита источников и уровня воды в колодцах. В немногих случаях возникают или пропадают существующие источники воды. Отдельные случаи оползней на песчаных и гравелистых берегах рек.
8	Повреждения конструкций	Во многих зданиях типа *В* повреждения 2-й степени и в отдельных – 3-й. Во многих зданиях типа *Б* повреждения 3-й степени и в отдельных – 4-й. Во многих зданиях типа *А* повреждения 4-й степени и в отдельных – 5-й. Памятники и статуи сдвигаются, надгробные памятники опрокидываются. Каменные ограды разрушаются
	Проявления на поверхности земли	Небольшие оползни на крутых откосах выемок и насыпей дорог, трещины в грунтах достигают нескольких сантиметров. Возможно возникновение новых водоемов. Во многих случаях изменяется дебит источников и уровень воды в колодцах. Иногда пересохшие колодцы наполняются водой или существующие иссякают
9	Повреждения конструкций	Во многих зданиях типа *В* повреждения 3-й степени и в отдельных – 4-й. Во многих зданиях типа *Б* повреждения 4-й степени и в отдельных – 5-й. Памятники и колонны опрокидываются. Значительные повреждения берегов искусственных водоемов, разрывы частей подземных трубопроводов. В отдельных случаях – искривление рельсов и повреждения проезжих частей дорог
	Проявления на поверхности земли	На равнинах возможны наводнения, часто заметны наносы песка и ила. Трещины в грунтах до 10 см, а по склонам и берегам – более 10 см. Кроме того, много тонких трещин в грунтах. Частые оползни и осыпание грунтов, обвалы горных пород

Повреждения классифицируются следующим образом:

- *легкие* — небольшие трещины в стенах, повреждения небольших участков штукатурки;
- *умеренные* — небольшие трещины в стенах и в стыках панелей, отколы значительных участков штукатурки, падение черепицы с крыш, трещины в дымовых трубах, падение дымовых труб;
- *тяжелые* — большие, глубокие и сквозные трещины в стенах, значительные трещины в стыках панелей, обрушение дымовых труб;
- *разрушительные* — обрушение внешних стен и заполнения каркасов, проломы в стенах, обрушение частей зданий, разрушение связей между отдельными частями зданий;
- *обвальные* — полное разрушение зданий.

Таблица 13.2

Показатели	Расчетная сейсмичность, баллы			
	6	7	8	9
Максимальное ускорение, м/с^2	0,5	1	2	4
Максимальная скорость колебаний грунта, м/с				
мягкие грунты	0,06	0,12	0,24	0,48
скальные грунты	0,045	0,09	0,16	0,36
Максимальное перемещение грунта, м				
мягкие грунты	0,045	0,09	0,17	0,35
скальные грунты	0,025	0,05	0,1	0,19

От очага землетрясения исходят волны четырех основных типов (*рис. 13.3*):

- продольные или *P*-волны, которые образуются движением частиц вперед и назад по направлению распространения волны (они подобны звуковым волнам);
- поперечные или *S*-волны, которые образуются колебаниями частиц в направлении, перпендикулярном движению волны;
- поверхностные волны Лява, где частицы перемещаются горизонтально, под прямым углом к направлению распространения волны;
- поверхностные волны Релея, в которых движения частиц складываются из вертикальных и горизонтальных составляющих, а сама частица движется по эллиптической траектории (они подобны волнам на поверхности воды).

В действительности, за счет отражений, преломлений и взаимодействия количество типов сейсмических волн намного больше. В частности, поперечные *S*-волны в зависимости от плоскости движения частиц грунта разделяются на горизонтальные (horizontal) *SH*-волны и вертикальные (vertical) *VH*-волны.

При распространении поперечных волн (в отличие от продольных) возникают не только поступательные движения, но и вращение объема грунта. Следовательно, с точки зрения влияния на здания и сооружения, здесь, вообще говоря, следует считаться с векторами перемещений и углов вращения, хотя последним часто пренебрегают.

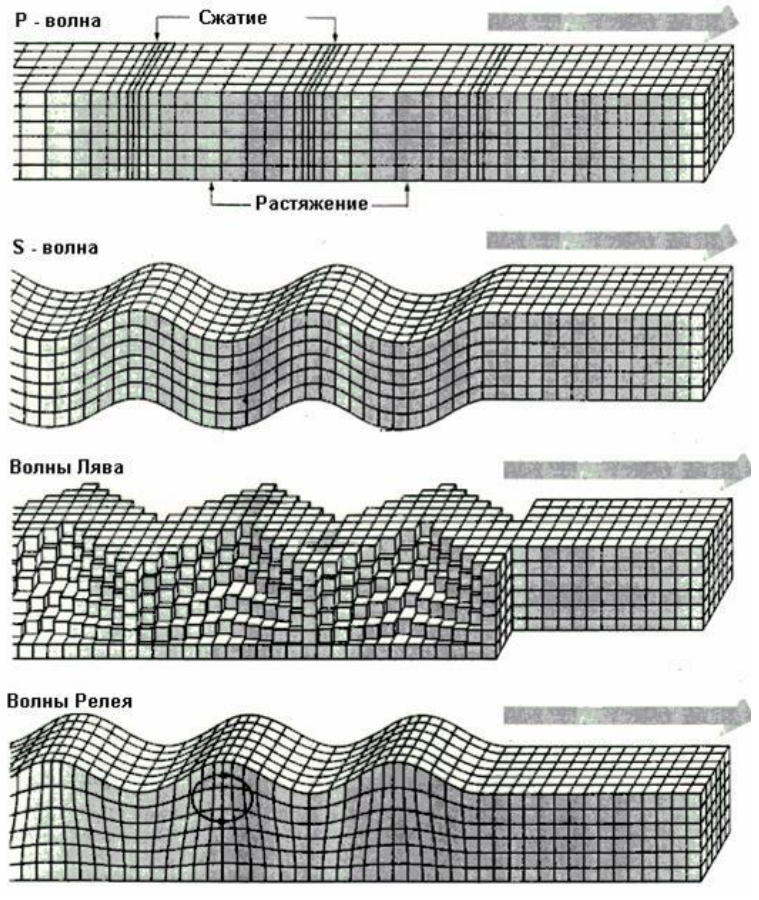


Рис. 13.3. Типы сейсмических волн

Волны *P* движутся быстрее, чем волны *S*, отсюда и буквы *P* и *S* в их названиях, различающие время прихода в точку наблюдения: первичные (primary) и вторичные (secondary). Еще меньшую скорость имеют поверхностные волны, кроме того, они несут существенно меньшую энергию и связанные с ними ускорения, как правило, невелики. Данные о скорости распространения *P*-волн и *S*-волн приведены в *табл. 13.3*.

Следует заметить, что поперечным волнам свойственны не только более низкие скорости распространения, но также пониженные частоты колебаний и более высокие амплитуды, поэтому фаза колебаний грунта, соответствующая *S*-волнам, определяет основную энергию землетрясений и приводит к основным разрушениям сооружений.

Таблица 13.3

Вид грунта	Скорость распространения упругих волн, м/с	
	продольных	поперечных
Мягкие грунты		
1. Насыпные грунты (пески, супеси и др.)	200	110
2. Лесс и лессовидные грунты	390	135
3. Гравелисто-песчанистые грунты	350	170
4. Сухие песчаные грунты	530	310
5. Песчаные грунты средней влажности	780	380
6. Водонасыщенные песчаные грунты	950	500
7. Супеси	750	360
8. Суглинки	850	420
9. Пластичные глинистые грунты	1650	670
10. Твердые глинистые грунты	2750	1550
Полускальные и скальные грунты		
11. Мергель	2450	1400
12. Песчаник рыхлый	2000	1750
13. Песчаник плотный	3150	1800
14. Известняк	4750	2600
15. Глинистые сланцы	3500	2100
16. Гранит, гнейс, базальт, диабаз:		
трещиноватые	4000	2350
не трещиноватые	5250	3500

Наблюдения за видимой скоростью движения фронта сейсмической волны по свободной поверхности грунта показывают намного большие значения, чем скорости распространения продольных и поперечных волн в приповерхностных слоях грунта.

Дело в том, что очаги землетрясений находятся в разломах базальтовых плит, и именно в базальтовых плитах со скоростями порядка километров в секунду распространяются сейсмические волны. А на свободной поверхности наблюдаются следы движения фронта сейсмической волн, которые возбуждают колебания мягких верхних пород передавая им эти колебания, и в этих породах волны распространяются вертикально.

Как пишет А.Г. Тяпин [36] картина сходна с известным из аэродинамики *конусом Маха* — поверхностью скачка давления, создаваемому самолетом, который достиг сверхзвуковой скорости. След конуса Маха на земле движется со скоростью самолета, а не со скоростью звука в воздухе, которая меньше скорости самолета.

Подчеркнем, что вертикальное распространение волны не означает вертикальности перемещений в ней; вертикально распространяться могут и волны сдвига, в которых перемещения в этом случае горизонтальные. В общем случае перемещение обычно имеет три компоненты: две горизонтальных и одну вертикальную.

13.2. Оценка сейсмической опасности территории

При проектировании новых сооружений и оценке сейсмостойкости существующих объектов возникает необходимость оценки возможной силы землетрясения в рассматриваемой местности. Это является проблемой сейсмического районирования, для решения которой собираются данные о прошлых землетрясениях за возможно более длинный период.

Учет опыта прошлых (точнее, известных нам) землетрясений, конечно необходим, но, основываясь только на нем, мы получаем подчас довольно плохой прогноз. В работе [243] отмечается, что из произошедших примерно за полвека на территории бывшего СССР 20 разрушительных землетрясений 18 произошли в районах, считавшихся малосейсмичными. К их числу относятся и Ашхабадское землетрясение 1948 года (около 15000 жертв) и Армянское землетрясение 1988 года (25000 жертв).

В настоящее время сложился и более корректный подход, учитывающий геотектонические данные и исходящий из того, что все землетрясения возникают в местах тектонических разломов земной коры. Поэтому там, где такие разломы присутствуют, возможны разрушительные землетрясения, даже если ранее они здесь не наблюдались.

По действующим нормам единственной исходной сейсмологической характеристикой района строительства при проектировании является сейсмичность, оцениваемая в баллах. Каждому баллу нормами приписывается определенный расчетный уровень максимальных ускорений Ag, который используется для определения инерционных сейсмических нагрузок, вводимых в расчет сейсмостойкости сооружений как статические.

Значения регламентируемых нормами расчетных ускорений Ag сопоставлены в *табл. 13.4* с диапазоном изменения максимальных ускорений грунта $a_{\max}$ и их средними значениями $\overline{a}_{\max}$.

Таблица 13.4

Параметры	Баллы			
	6	7	8	9
$a_{\max} / g$	0,03 ÷ 0,06	0,06 ÷ 0,125	0,125 ÷ 0,25	0,25 ÷ 0,5
$\overline{a}_{\max} / g$	0,045	0,0925	0,1875	0,375
A	0,05	0,1	0,2	0,4

Заметим, что расчетное значение максимального ускорения, обозначаемого в терминах СНиП II-7-81* как Ag (g = 9,81 м/с^2), связано через множитель A с расчетным баллом I_p зависимостью

$$A = 0{,}1 \times 2^{I_p - 7}. \qquad (13.1)$$

Эта зависимость в последнее время подвергалась критике, однако убедительной замены ей не нашлось. Наверное, с большей критичностью следовало бы отнестись к принятой традиции оценивать только целые значения балльности, связанной с ошибкой, достигающей ±0,5 балла. Если вспомнить,

что каждый балл – это удвоение силы землетрясения, то понятно, что указанная традиция может вести к значительной переоценке или недооценке расчетной нагрузки.

Сейсмичность района строительства определяется по картам сейсмического районирования, а для учета местных особенностей участков строительства производится так называемое микросейсморайонирование, результаты которого заключаются лишь в уточнении локальной сейсмичности в баллах по той же системе. Для конкретной площадки строительства сейсмичность определяется с учетом рельефа местности, близости зон тектонических разломов, нарушенности пород физико-геологическими процессами, мощности покровных отложений. При отсутствии сейсмического микрорайонирования Нормы большинства стран допускают упрощенное определение сейсмичности площадки строительства по материалам инженерно-геологических изысканий с учетом категории грунта. При этом изменение балльности ΔI_p также выражается целым числом со всеми вытекающими отсюда последствиями, о которых сказано выше.

Но сейсмическая опасность территории для строительства сооружения не исчерпывается заданием балльности. Важной характеристикой является возможная частота появления землетрясений той или иной балльности.

В карте общего сейсмического районирования территории СССР (ОСР-78) была проведена дифференциация зон балльности по периодам повторяемости землетрясений, которая представлена индексами 1, 2, 3 в списке населенных пунктов и на картах, приведенных в приложениях к СНиП II-7-81. При этом индексу 1 соответствует среднегодовое количество землетрясений 0,01; индексу 2 — 0,001 и индексу 3 — 0,0001.

Поскольку большинство используемых физических параметров, характеризующих сейсмичность и сейсмические воздействия являются в значительной мере статистическими, Институтом физики земли АН СССР в 1991-1997 гг. была составлена не одна детерминистская карта (как было ранее), а набор вероятностных карт ОСР-97, отражающих различную степень сейсмической опасности, возникающей в течение заданных интервалов времени.

В комплекте карт ОСР-97 общего сейсмического районирования территории России (*рис. 13.4*) отражена 10 %-, 5 %- и 1 %-ная вероятность возможного превышения в течение 50 лет интенсивности сейсмических воздействий, указанных на них в баллах шкалы MSK-64, которая соответствует повторяемости сейсмических сотрясений один раз в 500 (карта ОСР-97-А), 1000 (карта ОСР-97-В), 5000 (карта ОСР-97-С) лет. Карта А рекомендуется для массового строительства, карты В и С — для объектов повышенной и особо ответственных объектов.

Заметим, что показатели сейсмической опасности района строительства, указанные на картах общего сейсмического районирования или сейсмического зонирования, относятся к участкам со средними грунтовыми условиями (II категория, согласно СНиП).

Была предпринята попытка создать карту сейсмического районирования, рассчитанной на 100-летний период повторяемости сейсмических воздействий, как это предлагается в проекте СНиП РФ-2007. Но недопустимость ис-

пользования такой карты иллюстрируют *рис. 13.5*. Так, только за неполные 20 лет, начиная со Спитакской катастрофы 7 декабря 1988 года в Армении, абсолютно все сильные землетрясения, произошедшие на территории бывшего СССР и России, на 1-3 балла превышали сейсмический эффект, прогнозируемый такой картой. Вместе тем, все они прекрасно «уложились» в сейсмические зоны карт ОСР-97 (A, B, C).

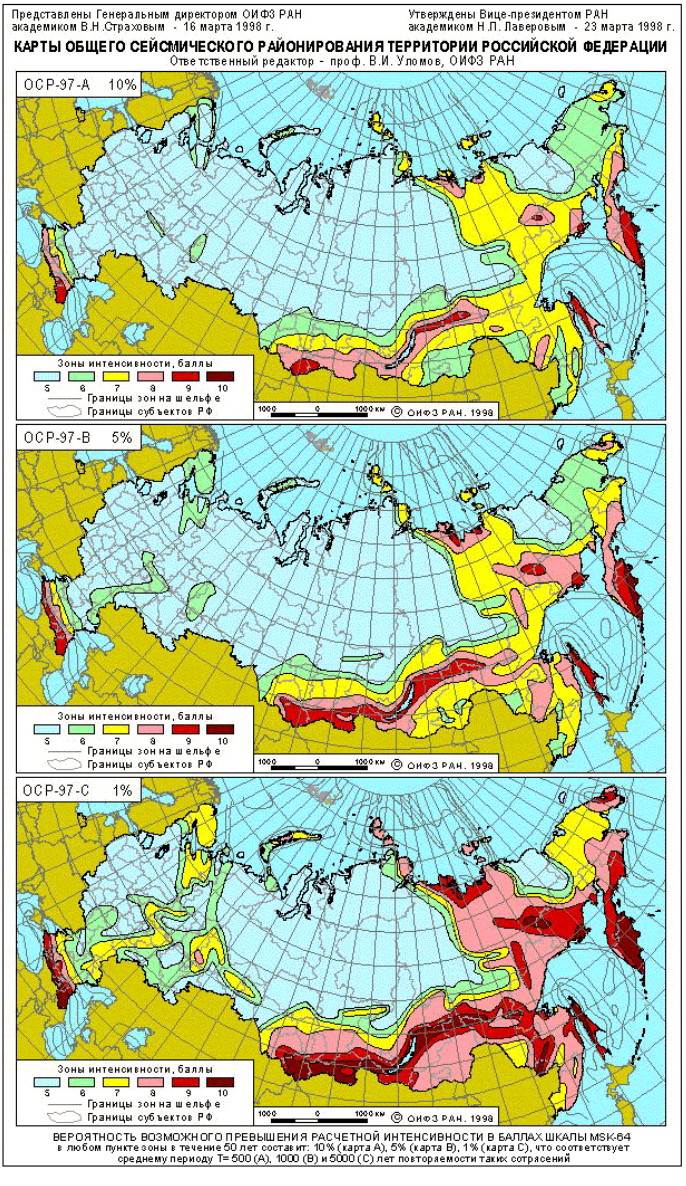


Рис. 13.4. Карты ОСР-97

С использованием различных карт связана интенсивно внедряемая в последнее время идеология двух расчетов, которая уже давно присутствует в нормах проектирования атомных станций [12]. Она предусматривает использование понятия *проектное землетрясение* (ПЗ) — землетрясение максимальной интенсивности на площадке АЭС с повторяемостью один раз в 1000 лет и понятие *максимальное расчетное землетрясение* (МРЗ), имеющее повторяемость один раз в 10 000 лет. При этом требуется выполнение двух расчетов: на действие ПЗ и на действие МРЗ.

В актуализированных нормах [39] также предлагается использовать положения двухуровневого расчета. Анализ зарубежной литературы свидетельствует о том, что для ПЗ чаще всего принимается средний период повторяемости равный 75-500 лет, но по мнению авторов [39] целесообразным для ПЗ является период повторяемости – 100 лет. Поскольку карта ОСР для этого периода отсутствует, то для оценки интенсивности воздействия ПЗ предлагается пользоваться соответствующими формулами перехода. Интенсивность землетрясений МРЗ принимается для среднего периода повторяемости 1000 (карта ОСР-97 "B") или 5000 (карта ОСР-97 "C") лет в зависимости от степени ответственности сооружения.

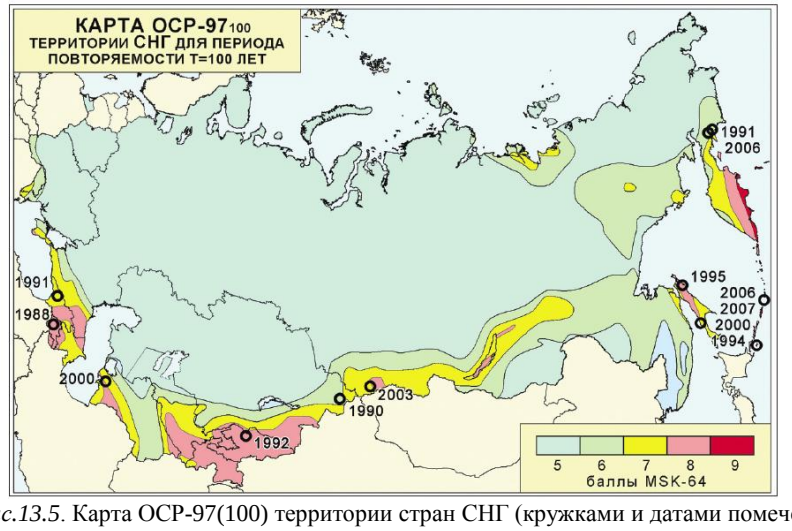


Рис.13.5. Карта ОСР-97(100) территории стран СНГ (кружками и датами помечены эпицентры разрушительных землетрясений)

Необходимо отметить, что информация о сейсмическом воздействии, представленная на картах, является неполной в том смысле, что на них указывается только интенсивность воздействия, а информация о таких параметрах как спектральный состав, эффективная продолжительность колебаний, направление воздействия, а также характеристики углового ускорения вращения (ротации) на картах не дается.

Наиболее полным представлением сейсмических воздействий являются инструментальные записи акселерограмм (зависимость «ускорение-время»),

велосиграмм (зависимость «скорость-время») и сейсмограмм (зависимость «перемещение-время»). Пример таких записей представлен на рис. 13.6.

13.3. Спектральный метод расчета

То, что обычно называют сейсмической нагрузкой, нагрузкой в строгом смысле этого слова не является. Сооружение подвергается воздействию колебательных движений основания, возникающих при землетрясении, и при движении сооружения, вызванном этим кинематическим возбуждением, возникают инерционные силы, которые и принято называть сейсмическими нагрузками[1]. Следовательно, сейсмическая нагрузка неотделима от динамических свойств сооружения и представляет собой *не воздействие* землетрясения, а результат *взаимодействия* землетрясения и сооружения. Именно поэтому нельзя описать сейсмическую нагрузку, не затрагивая методики динамического расчета.

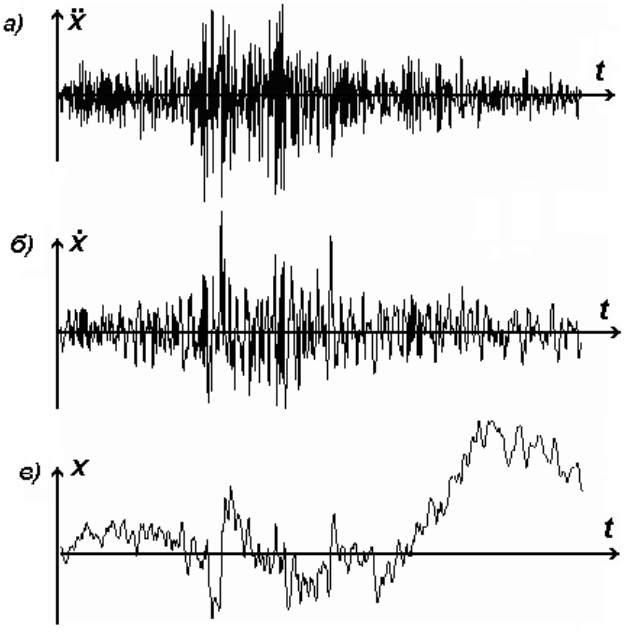


Рис. 13.6. Запись колебаний грунта:
а – акселерограмма, *б* – велосиграмма, *в* – сейсмограмма

Практические расчеты на действие сейсмических сил регламентируются нормативными документами, в основу которых, как правило, положена так

[1] Следует отметить, что чаще всего используются не значения фактически действующих инерционных сил, а их оценки.

называемая линейно-спектральная теория М. Био. В первоначальном виде основу метода составляли замеренные экспериментально ускорения маятников, обладавших различными периодами собственных колебаний, под действием землетрясения. Полученные под воздействием перемещений основания по закону, отвечающему реальным землетрясениям, максимальные значения таких ускорений представляются в функции периода собственных колебаний маятника (пробного осциллятора) и образуют *спектр реакций*, который служит основой для определения сейсмической нагрузки (*рис. 13.7*.

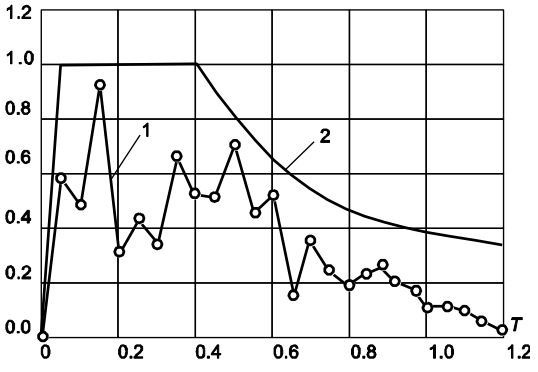


Рис. 13.7. Спектры ускорений:
1 — измеренный; 2 — аппроксимация огибающей

В основу методики расчета положены так называемые *расчетные спектры*, которые определяются как огибающие ряда спектров реакций различных реальных землетрясений. Кроме того, обычно используют предположение о поведении основания сооружения как единого жесткого тела (к сожалению, без явного указания на эту гипотезу), предполагая, что все опорные точки конструкции движутся поступательно по одинаковому закону $\mathbf{X}_0 = \mathbf{X}_0(t)$.

Тогда, помня о том, что перемещения системы отсчитываются от положения точки основания, а инерционные силы определяются не относительным, а абсолютным ускорением, будем иметь следующие условия динамического равновесия:

$$\mathbf{M}\frac{d^2\ \mathbf{u}+\mathbf{X}_0}{dt^2}\ +\mathbf{B}\frac{d\mathbf{u}}{dt}+\mathbf{Ku}(t)=\mathbf{0}\,, \tag{13.2}$$

или, перенося заданное ускорение основания в правую часть, получим

$$\mathbf{M}\frac{d^2\mathbf{u}}{dt^2}\ +\mathbf{B}\frac{d\mathbf{u}}{dt}+\mathbf{Ku}(t)=-\mathbf{M}\frac{d^2\mathbf{X}_0}{dt^2}\,. \tag{13.3}$$

В уравнениях (13.2 и (13.3) через **u** обозначен вектор перемещений, **M** — матрица масс, **B** — матрица демпфирования, **K** — матрица жесткостей.

Если смещения основания $\mathbf{X}_0$ не совпадают по направлению с перемещениями по степеням свободы **u**, то вместо (13.3) следует записать

$$\mathbf{M}\frac{d^2\mathbf{u}}{dt^2} + \mathbf{B}\frac{d\mathbf{u}}{dt} + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\frac{d^2\mathbf{X}_0}{dt^2}\mathbf{J}_x, \tag{13.4}$$

где $\mathbf{J}_x$ — вектор, компонентами которого являются косинусы углов между направлением смещения основания и перемещениями по степеням свободы системы.

В случае *линейной* системы можно решать систему уравнений (13.4) способом разложения по формам собственных колебаний, разыскивая решение в форме

$$\mathbf{u}\ t\ = \mathbf{\Phi}\mathbf{q}\ t\ , \tag{13.5}$$

где $\mathbf{q}(t)$ — вектор неизвестных пока нормальных координат, которые являются функциями времени, а не пространственного положения точки. Их изменение по пространству целиком определяется видом форм собственных колебаний, которые представлены столбцами матрицы $\mathbf{\Phi}$. Матрица $\mathbf{\Phi}$ удовлетворяет условиям ортогональности

$$\mathbf{\Phi}^T\mathbf{M}\mathbf{\Phi} = \begin{cases} 0 & (j \neq k) \\ \mu_j & (j = k) \end{cases}; \quad \mathbf{\Phi}^T\mathbf{K}\mathbf{\Phi} = \begin{cases} 0 & (j \neq k) \\ \omega_j^2\mu_j & (j = k) \end{cases}, \tag{13.6}$$

где $\boldsymbol{\omega}_j$ —частота собственных колебаний системы по j-й форме.

Подстановка (13.5) в (13.4) и умножение слева на матрицу $\mathbf{\Phi}^T$ дает

$$\mathbf{\Phi}^T\mathbf{\Phi}\ddot{\mathbf{q}}\ t\ + \mathbf{\Phi}^T\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}\mathbf{\Phi}\dot{\mathbf{q}}\ t\ + \mathbf{\Phi}^T\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}\mathbf{\Phi}\mathbf{q}\ t\ = -\mathbf{\Phi}^T\ddot{\mathbf{X}}_0\mathbf{J}_x\,. \tag{13.7}$$

Если предположить (случай пропорционального демпфирования), что для матрицы диссипации $\mathbf{B}$ выполняются условия ортогональности, аналогичные (13.6), то система уравнений распадается на отдельные уравнения вида

$$\mu_j\ddot{q}(t) + 2\zeta_j\omega_j\mu_j\dot{q}(t) + \omega_j^2\mu_j q(t) = -\mathbf{\Phi}^T\mathbf{M}\mathbf{J}_x\ddot{X}_0(t) \quad (j = 1,...,n), \tag{13.8}$$

[2]

или, после деления на μ_j ,

$$\ddot{q}(t) + 2\zeta_j\omega_j\dot{q}(t) + \omega_j^2 q(t) = -\Gamma_j\ddot{X}_0(t) \quad (j = 1,...,n), \tag{13.9}$$

где

[2] Даже в тех случаях, когда предположение о пропорциональном демпфировании несправедливо, условие (13.8) можно рассматривать как приближенное, полученное путем удержания в матрице $\mathbf{\Phi}^{-1}\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}\mathbf{\Phi}$ только диагональных членов. Это приближение выполняется с хорошей точностью для сооружений, у которых коэффициент неупругого сопротивления для всех элементов не превышает 0,3 [25].

$$\Gamma_j = \frac{\mathbf{\Phi}^{\mathrm{T}}\mathbf{M}\mathbf{J}_x}{\mu_j}. \qquad (13.10)$$

Величина Γ_j называется коэффициентом участия, она показывает какой вклад вносит *j*-я формы собственных колебаний в общий отклик системы

Уравнение (13.9) является уравнением колебаний одномассовой системы с собственной частотой ω_j и коэффициентом неупругого сопротивления ξ_j, решение которого легко получить для любого заданного воздействия при фиксированном значении сопротивления ξ_j и заданной собственной частоте ω_j (периоде собственных колебаний $T_j = 2\pi/\omega_j$).

Можно выполнить такие расчеты для систем с различными периодами собственных колебаний T_j и для каждого такого решения найти максимальное значение ускорения. Откладывая это значение на плоскость $\ddot{z} - T$ (*рис. 13.8*), получим зависимость значений максимального ускорения от периода колебаний *T*, совокупность которых образует *спектр ускорений* $S_a\ T$. При этом максимальное ускорение *i*-й точки системы по *j*-й форме собственных колебаний можно представить в виде

$$\ddot{z}_j^{(\max)} = x_{kj}\tilde{\beta}_j Ag\,, \qquad (13.11)$$

где через *Ag* представлено расчетное пиковое значение ускорения основания, а через $\tilde{\beta}_j$ – коэффициент динамичности $\tilde{\beta}_j = S_a(T_j)/S_a(0)$.

Выполняя такие построения не для одного конкретного воздействия, а для серии расчетных акселерограмм, можно от зависимости $\tilde{\beta}\ T$ перейти к огибающей кривой $\beta\ T$. Такие огибающие строились многими исследователями при различных значениях параметра затухания γ_j, и было показано, что зависимость $\beta(T,\gamma)$ можно представить как

$$\beta(T,\gamma) = \beta(T,\gamma_э)K_\psi. \qquad (13.12)$$

Здесь $\gamma_э$ — эталонное значение, принимаемое равным 0,1; 0,16 и 0,22 для грунтов I, II и III категорий соответственно [25].

Окончательно инерционные нагрузки (сейсмические воздействия) при колебаниях сооружения по *j*-й форме получаются при умножении ускорений на массы:

$$s_{kj} = Agm_k\beta\ T_j\ \ K_\psi\eta_{kj}\,, \qquad (13.13)$$

где η_{kj} — коэффициент формы, вычисляемый по формуле

$$\eta_{kj} = \Gamma_j \varphi_{kj} = \frac{\varphi_{kj} \sum_{i=1}^{n} m_i \varphi_{ij}}{\sum_{s=1}^{n} m_s \varphi_{sj}} \qquad (13.14)$$

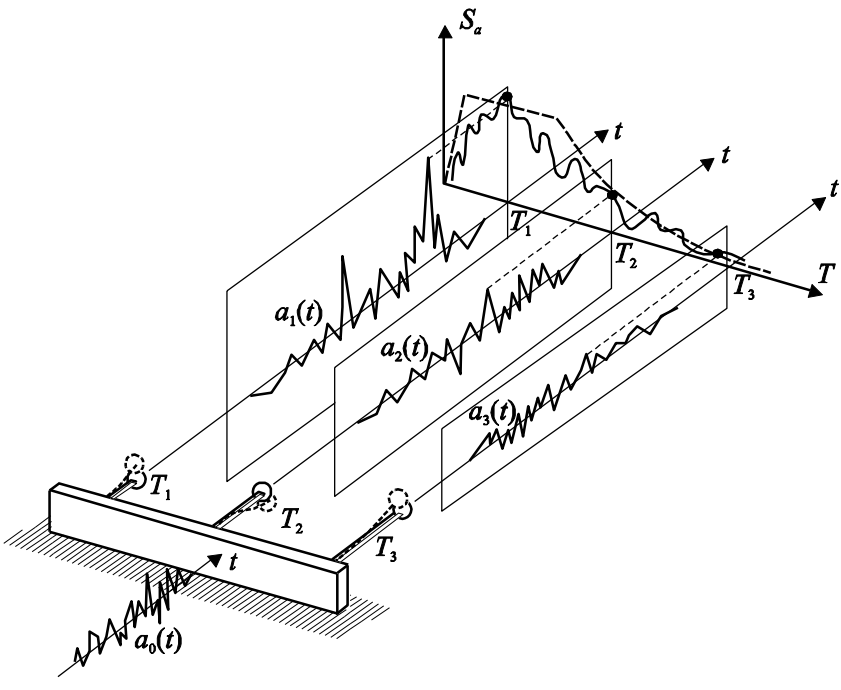


Рис. 13.8. К построению кривой коэффициентов динамичности

Суммирование вкладов отдельных форм колебаний нормами рекомендуется выполнять с использованием среднеквадратичной оценки типа «корень из суммы квадратов»:

$$s_k = \sqrt{\sum_{j=1}^{n} s_{kj}^2} \qquad (13.15)$$

Такой подход основывается на гипотезе о том, что все модальные реакции являются нормально распределенными случайными величинами с одинаковыми коэффициентами корреляции, что согласуется со многими наблюдениями, хотя и не является точно установленным фактом.

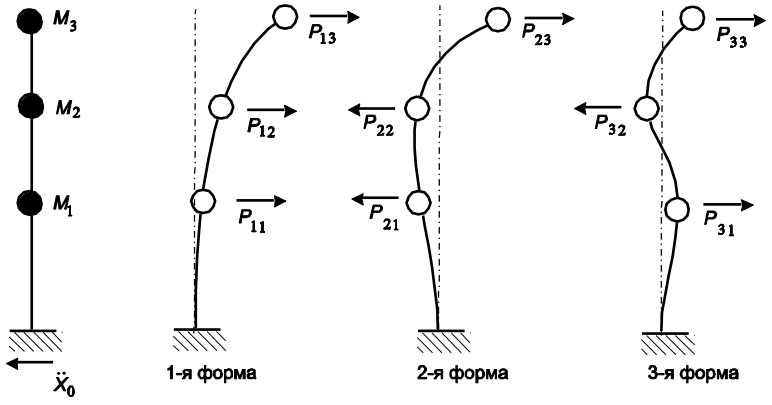


Рис. 13.9. Инерционные сейсмические нагрузки, отвечающие различным формам собственных колебаний

Суммирование внутренних сил, которые определяются по обычным правилам для каждой из учитываемых форм собственных колебаний, также выполняют по формуле типа (13.15), но здесь возможна одна неприятность — использование модулей моментов, продольных сил и поперечных сил приводит, например, к тому, что исчезают сжато-изогнутые сечения, все они оказываются растянуто-изогнутыми. Для борьбы с этим явлением иногда значениям компонентов вектора внутренних сил присваиваются знаки, как у аналогичных компонентов в первой форме собственных колебаний. Такой подход реализован в некоторых программных системах, но обосновать его достаточно трудно, даже если предположить, что именно первая форма собственных колебаний и реализует основной вклад в суммарное значение каждого из компонентов вектора-ответа.

Учитывая, что оценка суммы модальных вкладов содержит выражение квадратного корня, а перед ним, как известно, следует ставить знак ±, можно принять, что все компоненты внутренних сил (напряжений) могут иметь произвольный знак и учитывать все возможные комбинации их знаков. Но более правильным было бы вспомнить, что при проверке конструкции найденные оценки максимальных значений компонентов усилий используются не сами по себе, а подставляются в некоторую формулу, определяющую критерий пригодности конструкции (например, в формулу для вычисления напряжений). Тогда необходимо для каждой учитываемой формы собственных колебаний подсчитать значение этого критерия и уже потом суммировать его по (13.15).

Следует заметить, что использование формулы (13.15) «гасит» знаки модальных компонентов сейсмической реакции, что в некоторых случаях может приводить к недоразумениям. Достаточно типичным примером такой ситуации может служить случай кратных частот, когда формы собственных колебаний, соответствующих такой частоте, определяются с точностью до некоторого произвола. Так, например, вертикально расположенный консольный стержень с одинаковыми главными жесткостями поперечного сече-

ния имеет кратные формы собственных колебаний, которые определяются с точностью до произвольного поворота вокруг оси *Z*, как это показано в плане на *рис. 13.10*, где в варианте *а*) собственные формы направлены вдоль координатных осей, а в варианте *б*) — повернуты на 45°. Если сейсмический импульс действует вдоль оси *X*, то для варианта *а*) реакция по второй форме будет отсутствовать, и все перемещения окажутся лежащими в плоскости (*X*, *Z*).

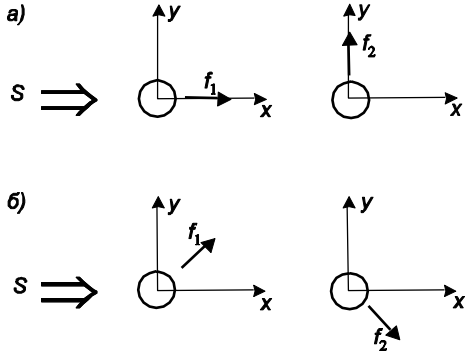


Рис. 13.10. Случай кратной частоты

Для варианта *б*) будут возбуждаться обе формы собственных колебаний, но тот факт, что компоненты по оси *Y* имеют разные знаки и гасят друг друга, окажется потерянным при использовании правила «корень из суммы квадратов». В результате окажется, что возбуждаются перемещения не только по направлению действия сейсмического толчка, но и в перпендикулярном направлении. Как видим, вывод зависит от произвола при выборе пары собственных форм, соответствующих кратной частоте.

Более точным способом суммирования вкладов отдельных форм колебаний является метод, основанный на учете корреляции движений по отдельным формам, который приводит к формуле

$$S = \sqrt{\sum_{p=1}^{n}\sum_{k=1}^{n} S_p \rho_{pk} S_k} \quad , \tag{13.16}$$

в которой коэффициенты корреляции ρ_{ps} определяются формулой

$$\rho_{pk} = \frac{8\xi^2 (1+r) r^{\frac{3}{2}}}{\left(1-r^2\right)^2 + 4\xi^2 r (1+r)^2} \qquad \left(r = \omega_p / \omega_k\right). \tag{13.17}$$

Вместо вычислений по (13.16) некоторые нормативные документы (см., например, [12]) предлагают считать $\rho_{ks} = 1$, если частоты ω_p и ω_s различаются не более чем на 10%, а в остальных случаях принимать $\rho_{pk} = 0$. Это приводит к зависимости

$$s = \sqrt{\sum_{p=1}^{n} s_p^2 + 2\sum_{p=1}^{n}\sum_{k=1}^{n} s_p s_k} \qquad p \neq k \ , \tag{13.18}$$

где первая сумма под радикалом соответствует далеко отстоящим, а двойная сумма — близко расположенным частотам.

13.4. Нормирование сейсмических нагрузок по спектральной методике

Спектральная методика принята в настоящее время в качестве основной в нормативных документах на проектирование и строительство сейсмостойких сооружений. Эта методика регламентируется строительными кодами большинства стран и в частности СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [21].

По образному выражении. А.Г.Тяпина [40] «Подобно тому, как «сопротивление» материалов» - упрощенная версия механики деформируемого твердого тела, предназначенная для массовых инженерных расчетов, спектральная теория сейсмостойкости – упрощенная версия динамических расчетов на сейсмостойкость».

Основное упрощение спектральной методики заключается в том, что вместо анализа поведения системы во времени ограничиваются задачей вычисления ее максимальной по модулю реакции. При этом вычисление реализаций во времени и выбор максимумов выделяются в отдельный этап, который проводится с воздействиями независимо от рассчитываемой конструкции. Для рассчитываемой конструкции расчетчик уже не работает с реализациями во времени, т.е. спектральный метод реализует расчет «квазистатическим» способом. А расчеты во времени здесь тоже имеются; просто они проводятся на предварительном этапе и поэтому часто оказываются вне поля зрения инженера-строителя.

При разработке нормативного варианта спектральной методики в основу расчета положена формула определения инерционных сейсмических нагрузок (13.8) с некоторыми поправочными коэффициентами, которые определены эмпирически на основе имеющегося опыта прошлых землетрясений. Регламентируемая СНиП II-7-81 формула для определения инерционных сейсмических нагрузок s_{ij} на массу m_i по j-й форме колебаний имеет вид:

$$s_{ij} = K_1 K_2 Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ij} \, . \tag{13.19}$$

Здесь обозначено:

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений (коэффициент предельных состояний);

K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные особенности зданий и сооружений;

$Q_k = gm_i$ – вес здания или сооружения, отнесенный к точке k (вес массы m_i);

A – коэффициент, значения которого равны 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i-му тону собственных колебаний зданий или сооружений и дифференцированный по грунтам I, II и III категорий;

K_ψ – коэффициент, зависящий от диссипативных свойств конструкций и оснований;

η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i-му тону и от места расположения нагрузки.

Коэффициент динамичности $\beta(T)$ претерпел заметные изменения при переходе от норм в редакции до 1991 года к редакции 1995 года (*рис. 13.11*).

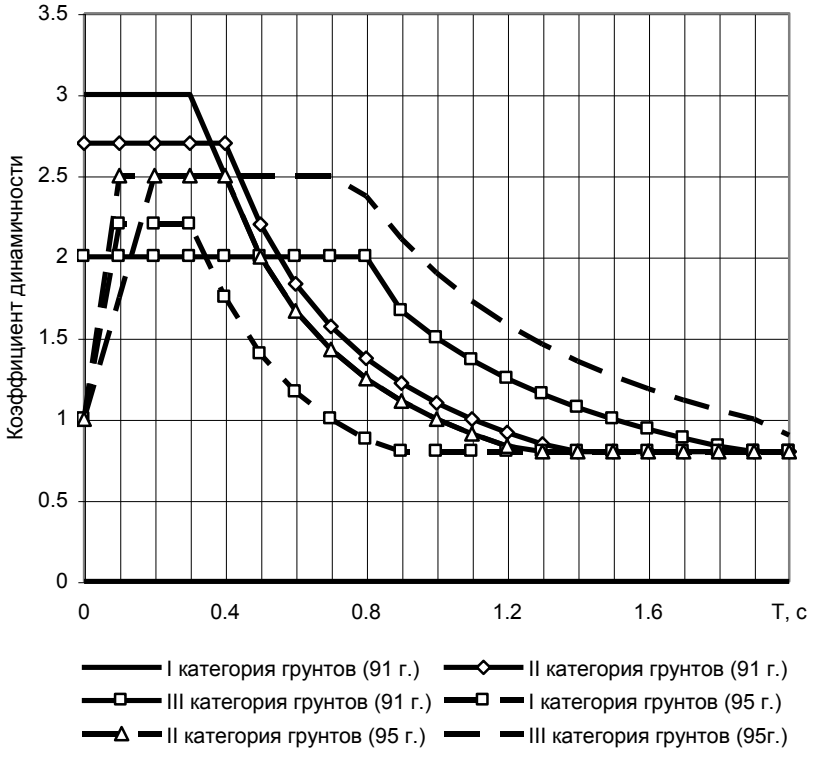


Рис. 13.11. Графики коэффициента динамичности

Согласно имеющимся теоретическим разработкам коэффициент K_ψ в общем случае должен приниматься различным для разных форм колебаний. Но в связи с отсутствием апробированных методов задания параметров затухания различных конструктивных элементов сооружений и основания, в СНиП

введен осредненный коэффициент K_ψ, одинаковый для всех форм колебаний и принятый по опыту прошлых землетрясений.

Конструктивный коэффициент K_2 вводится для сооружений, которые по конструктивным особенностям заметно отличаются от сооружений массовой застройки (жилых и промышленных зданий средней этажности), опыт наблюдения за поведением которых при землетрясениях учтен при построении системы расчетных коэффициентов.

Введение коэффициента предельных состояний K_1 может трактоваться двояко [25].

Первая трактовка исходит из того, что нормативный расчет — это расчет на сильное и редкое землетрясение. Произведение Ag в этом случае есть расчетное ускорение этого землетрясения. Если полагать, что при сильных землетрясениях в сооружении допустимы пластические деформации и локальные повреждения, не приводящие к гибели людей и уничтожению ценного оборудования, предельно допустимые усилия в элементах конструкции могут быть увеличены. Тогда оправдано введение к сейсмическим нагрузкам понижающего коэффициента $K_1 \le 1$, который для большинства сооружений СНиП II-7-81 установил равным 0,25. В 1997 году Госстрой России ввел уточнения для значений K_1 (*табл. 13.5*).

Таблица 13.5

Тип здания или сооружения	K_1
1. Здания и сооружения, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые:	
из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций	0,22
со стальным каркасом без вертикальных диафрагм или связей	0,25
то же, с диафрагмами или связями	0,22
с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или связей	0,35
то же, с диафрагмами или связями	0,25
из кирпичной или каменной кладки	0,35
3. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию при обеспечении безопасности людей	0,12

Дальнейшие изменения представлены в проекте межгосударственных строительных норм СНГ *(табл. 13.6)*.

Таблица 13.6

Сооружения или их конструктивные системы	K_1
1. Сооружения, в которых по условиям эксплуатации повреждения или пластические деформации не допускаются (железобетонные резервуары, газгольдеры, защитные оболочки, спецхранилища и т.п.)	1
2. Башни, дымовые трубы и высокие опоры без оттяжек, отдельно стоящие лифтовые шахты	0,5
3. Металлический каркас	0,2

4. Железобетонный каркас с жесткими узлами	0,35
5. Стены (диафрагмы, ядра жесткости), на которые опираются перекрытия (покрытия):	
из железобетона	0,3
из кирпичной (каменной) кладки	0,4
6. Стены (диафрагмы, ядра жесткости), на которые перекрытия (покрытия) не опираются:	
из железобетона	0,2
из кирпичной (каменной) кладки	0,25
7. Заполнение каркасов из кирпичной (каменной) кладки, участвующее в работе	0,2
8. Пролетные несущие конструкции (при расчете на вертикальные нагрузки)	0,5

Вторая трактовка нормативной методики рассматривает ее как расчет на слабое и частое воздействие с ускорением K_1Ag. Так, для 9-балльного района при $K_1 = 0{,}25$ выполняется расчет на ускорение 1 м/с^2, т. е. на 7-балльное воздействие. Эта трактовка предполагает, что при слабых и частых землетрясениях обеспечивается безопасность людей и сохранность ценного оборудования. Однако специальная проверка сооружения на действие сильного землетрясения при этом не выполняется, по-видимому, из тех соображений, которые были указаны при описании первой трактовки.

Аналог коэффициента предельных состояний K_1 имеется, например, и в Еврокоде-8 [29], где он назван коэффициентом поведения, и в отличие от СНиП, четко формулируется его трактовка «…с целью отказа от выполнения явного нелинейного расчета конструкции при проектировании, способность конструкции рассеивать энергию за счет пластического деформирования ее элементов или же путем использования других механизмов учитывается с помощью линейного расчета, основанного на спектре редуцированной реакции, который в дальнейшем будет называться расчетным спектром. Указанная редукция достигается за счет введения коэффициента поведения q». И далее: «…коэффициент поведения q является аппроксимацией отношения фактических сейсмических усилий, которые конструкция могла бы выдержать, если бы ее реакция была полностью упругой, и она имела 5% вязкое демпфирование, к минимальным сейсмическим силам, используемым при проектировании с использованием обычной линейной модели. Таким образом, коэффициент q обеспечивает удовлетворительную реакцию конструкции при ее линейном расчете».

В некоторых случаях нормативные документы (например, [32]) исходят из того, что сейсмические смещения в данной точке поверхности грунта могут быть представлены как случайный процесс, определяемый спектром мощности, т. е. спектральной функцией процесса ускорений. Нормы требуют, чтобы этот процесс был со спектром упругой реакции, который используется в спектральном нормативном подходе. Согласованность считается достигнутой, если средняя величина распределения максимумов реакции для системы с одной степенью свободы, находящейся в условиях воздействия случайного процесса, который определен спектром мощности, совпадает с

точностью ±10% с ординатами нормируемого спектра упругой реакции в диапазоне периодов от 0,20 до 3,5 с.

Подводя некоторый итог описанию нормативного варианта спектральной методики, следует упомянуть и о связанных с ней заблуждениях [26].

Во-первых, здесь следует сказать об ошибочности жесткой увязки расчетного балла и максимального сейсмического ускорения. Это было видно из данных таблицы 13.4. И вообще, хорошо известно, что фактические землетрясения, имеющие одинаковый макросейсмический балл (близкие по разрушающему эффекту), имели существенно различные величины пиковых ускорений. Например, для 9-балльных землетрясений в Бухаресте (1978 г.) и Мехико (1995 г.) ускорения не превышали 2 м/с^2, а при Ташкентском землетрясении, сила которого была не выше 9 баллов, зафиксированы в 3 раза большие ускорения, доходившие до 6 м/с^2. В [26] приведены результаты обработки около 300 реальных 8-балльных воздействий, сведения о которых представлены на *рис. 13.12*. На нем точками нанесены натурные данные, цифрой 1 отмечена регрессионная зависимость $A_{max}(T)$, а цифрой 2 — зависимость $A_{max}(T)+\sigma(T)$, где $\sigma(T)$ представляет собой среднеквадратичное отклонение ускорений от среднего значения. Из рисунка видно, что при одной и той же силе землетрясения в баллах уровень расчетных ускорений может отличаться в 2÷3 раза.

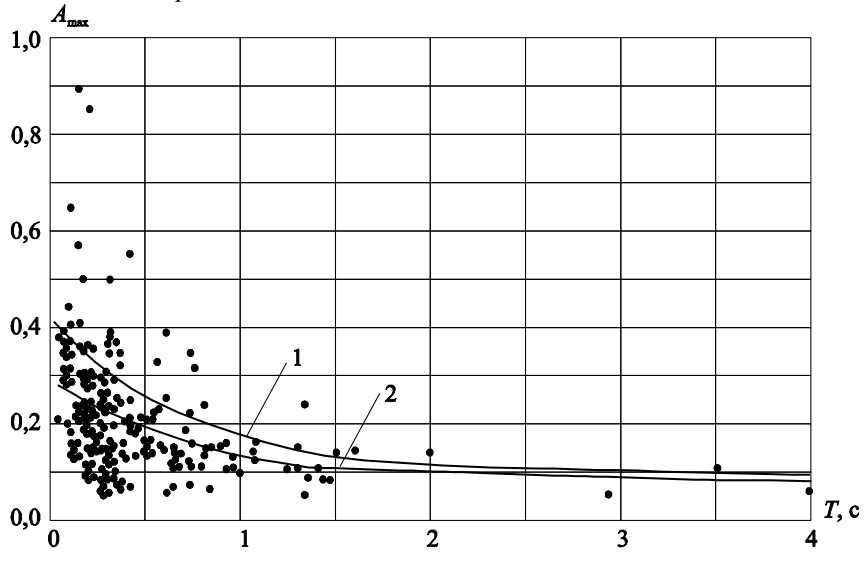


Рис. 13.12. Зависимость пиковых ускорений 8-балльных землетрясений от преобладающего периода

Не совсем точным является и представление о зависимости $\beta(T)$ как огибающей спектров ответа осциллятора с фиксированным затуханием. Такое утверждение подтверждается и анализом нормативной кривой $\beta(T)$. Так, по данным работы [3], где обработано около 1000 акселелограмм, получена

кривая коэффициента динамичности (жирная линия), заметно отличающаяся от нормативной кривой в длиннопериодной области (*рис. 13.13*).

Однако фактические повреждения зданий при землетрясениях не подтверждают подсчитанного затухания величины β с ростом периода T. Остается только утверждать, что нормативная кривая β(T) есть некоторая условная эмпирическая зависимость, которая при использовании неточных значений расчетных ускорений позволяет получить разумные инерционные нагрузки.

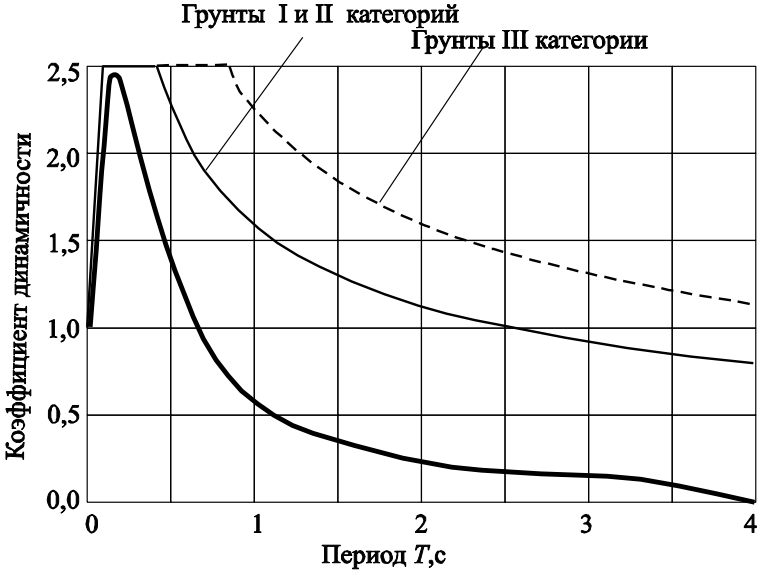


Рис. 13.13. Кривые коэффициентов динамичности

13.5. Специальные проблемы спектральной методики

Изложенная в предыдущем разделе спектральная методика определения сейсмических нагрузок обошла вниманием несколько важных деталей, к числу которых относится проблема выбора направления сейсмического воздействия, вопросы учета крутильного компонента и выбора числа учитываемых форм собственных колебаний.

Направление воздействия. Сейсмическое воздействие может иметь произвольную ориентацию в пространстве, и нормы требуют, чтобы было найдено невыгодное направление. Но наиболее невыгодное направление сейсмического воздействия зависит от того, какой именно элемент конструкции мы рассматриваем: например, для колонн здания невыгодным оказывается горизонтальное направление вектора вдоль оси *X*, а для балок междуэтажных перекрытий — вертикальное.

Если считать вероятности возникновения сейсмической нагрузки по каждому из трех ортогональных направлений *XYZ* (ось *Z* вертикальна) статистически независимыми, то для расчетного значения можно использовать среднеквадратичную комбинацию

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2}\ . \tag{13.20}$$

Доказано [33], что в этом случае результат не зависит от выбранной системы координатных осей. Такой подход много лет используется в сейсмических нормах США [32]. Другой подход демонстрируют нормы Франции [301], где направления *X* и *Y* выбираются тоже произвольно, а затем после определения динамической реакции S_x, S_y и S_z по каждому из вариантов действия сейсмической нагрузки составляются вероятностные комбинации

$$\begin{aligned} S &= \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z, \\ S &= \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z, \\ S &= \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z \end{aligned} \tag{13.21}$$

с использованием коэффициентов $\lambda = 0{,}3$ и $\mu = 0{,}3$. Аналогичные требования сформулированы и в новых нормах России по проектирования атомных станций [126], но с коэффициентами $\lambda = 0{,}4$ и $\mu = 0{,}4$.

Крутильный компонент. Поле перемещений грунта под основанием сооружения является неоднородным, что не учитывает основная гипотеза спектрального метода о синхронном поступательном движение основания. Фактическая неоднородность приводит к тому, что на сооружение действуют не только сейсмическая сила, но и сейсмический момент. Комбинация этих нагрузок приводит к напряженно-деформированному состоянию элементов конструкций, которое по своему характеру и по интенсивности усилий полнее, определеннее и корректнее соответствует фактическому напряженно-деформированному состоянию сооружения при землетрясении.

В действующих нормах это обстоятельство предлагается учесть приближенно, вводя в рассмотрение крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения. При этом расчетный эксцентриситет между центрами жесткости и масс в рассматриваемом уровне следует принимать не менее 10% размера сооружения в плане в направлении, перпендикулярном сейсмической нагрузке s_{ik}.

Эта рекомендация норм вызывает множество вопросов, начиная с неопределенности понятия центра жесткости, нахождение которого не является тривиальной операцией для любого случая нерегулярной в плане компоновки элементов жесткости, и кончая вопросом о способе приложения найденного таким образом закручивающего момента. Последнее не безразлично для схем, не имеющих абсолютно жесткого диска в уровне его действия. Так, для междуэтажного перекрытия, показанного на *рис. 13.14* (монолитная железобетонная плита толщиной 18 см), две эквивалентные по суммарному значению $M_{кр}$ схемы реализации сейсмического момента приводят к 25%-му расхождению значений изгибающих моментов в колоннах.

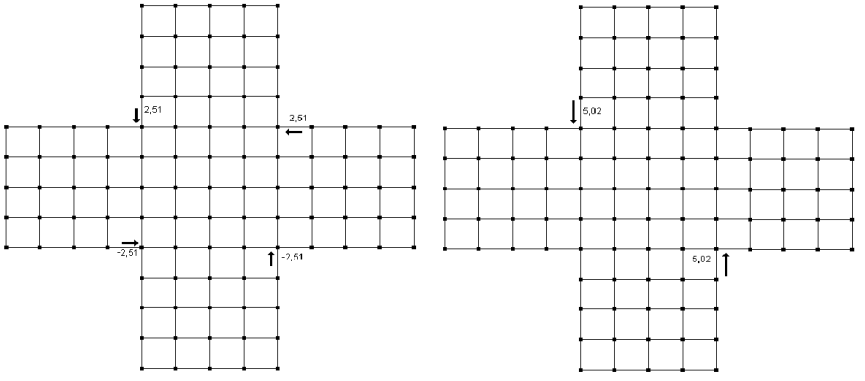


Рис. 13.14. Варианты реализации крутящего момента

Другие рекомендации содержатся в проекте Межгосударственных строительных норм, где сейсмическое воздействие рассматривается случайным не только во времени, но и в пространстве, и его параметрами являются:

- инвариантная (независимая от ориентации в пространстве) интенсивность векторов воздействия;
- спектральный состав;
- ориентация векторов воздействия в пространстве.

Эти параметры относятся к некоторой области пространства ("массиву") с геометрическими размерами, соизмеримыми с размерами сооружения в плане. При этом движения "массива" как единого целого определяется двумя интегральными характеристиками: вектором ускорения поступательного движения $\ddot{\mathbf{x}}_0$ с компонентами $\ddot{x}_{0,i}$ (i = X, Y, Z) в координатной системе XYZ и вектором углового ускорения вращения (ротации) $\ddot{\boldsymbol{\alpha}}_0$ с компонентами $\ddot{a}_{0,i}$ ($i = X, Y, Z$). Детальный анализ ротационной составляющей представлен в работе [17], где показано, что интенсивность угловых ускорений ротации $w = \left|\ddot{\boldsymbol{\alpha}}_0\right| / \left|\ddot{\mathbf{x}}_0\right|$ зависит от свойства грунтов и от размеров рассматриваемого массива. В [5] принимается, что $w = \overline{w}\chi$, где: $\overline{w}$=2·10^{-2}; 6·10^{-2} и 9·10^{-2} (м$^{-1}$) для грунтов соответственно I, II и III категорий. Значения χ вычисляются по формуле: $\chi = \exp\left[\gamma\left(B - 25\right)\right]$, где $B \geq 25$ м – меньший размер сооружения в плане и γ = –7,2·10^{-3}, –1·10^{-2} и –1,6·10^{-2} (м$^{-1}$) для I, II и III категорий грунтов соответственно.

Если расчетная модель сооружения содержит только точечные массы, то расчет рекомендуется вести по формуле (13.19) с коэффициентом формы колебаний, вычисляемым как

$$\eta_{ijk} = X_{ijk} \cdot \frac{\sum_{p=1}^{n}\sum_{j=1}^{3} Q_p X_{ijp} \cdot E_{pj}}{\sum_{p=1}^{n}\sum_{j=1}^{3}\left[Q_p X_{ijp}^2\right]}, \qquad (13.22)$$

где X_{ijk} — перемещения k-й (k = 1, 2,…, n) массы по j-му (j = 1, 2, 3) направлению при i-й форме колебаний;

E_{pj} —суммарное перемещение p-й массы (ее координаты обозначены как x_p, y_p и z_p) по направлению j с учетом поступательного движения и ротации, которое следует вычислять по формулам:

$$\begin{aligned}
&\text{для } j = 1 \qquad \left[v_{\ddot{X}_{10}} + w(B)\left(x_{2p} v_{\ddot{a}_{30}} - x_{3p} v_{\ddot{a}_{20}}\right)\right];\\
&\text{для } j = 2 \qquad \left[v_{\ddot{X}_{20}} + w(B)\left(x_{3p} v_{\ddot{a}_{10}} - x_{1p} v_{\ddot{a}_{30}}\right)\right];\\
&\text{для } j = 3 \qquad \left[v_{\ddot{X}_{30}} + w(B)\left(x_{1p} v_{\ddot{a}_{20}} - x_{2p} v_{\ddot{a}_{10}}\right)\right].
\end{aligned} \qquad (13.23)$$

Направляющие косинусы определяют ориентацию векторов сейсмического воздействия $\ddot{\mathbf{x}}_0$ и $\ddot{\boldsymbol{\alpha}}_0$ в пространстве и принимаются в расчет из условия наиболее опасного направления воздействия.

Полезно заметить, что значения E_{pj} содержат два слагаемых, первое из которых имеет порядок единицы, а второе может достигать значений 2...4 при величинах x_{mp}, измеряемых десятками метров. Это приводит к возрастанию результатов расчета по сравнению с расчетами по СНиП II-7-81* в несколько раз, о чем свидетельствуют данные экспериментального расчета достаточно простого здания, показанного на *рис. 13.15*.

В *табл. 13.7* приведены значения перемещений, вычисленные для двух узлов на вершине здания: центрального № 4017 и периферийного № 4046.

Таблица 13.7

Вариант	X_{4046}	Y_{4046}	X_{4017}	Y_{4017}
По СНиП	218,8	18,4	218,9	18,5
По МСН $\boldsymbol{\alpha} \equiv 0$	216,2	17,1	216,3	17,0
По МСН $\boldsymbol{\alpha} \,\|\|\, Y$	708,8	59,6	709,2	59,9
По МСН $\boldsymbol{\alpha} \,\|\|\, Z$ (в центре)	582,5	471,3	343,6	28,9
По МСН $\boldsymbol{\alpha} \,\|\|\, Z$ (в углу)	935,9	720,9	809,5	546,6

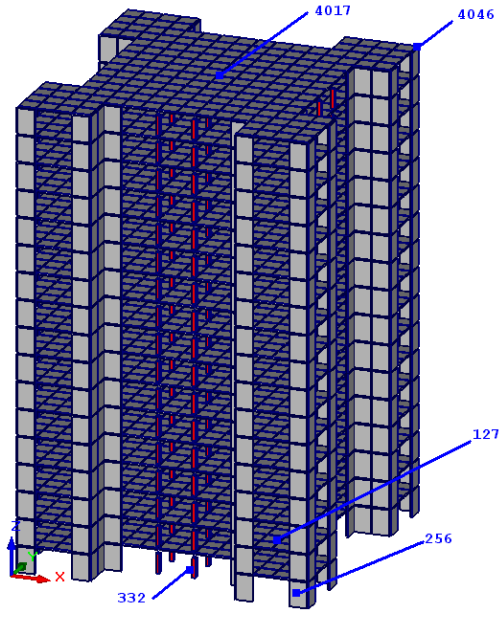


Рис. 13.15. К примерам сопоставительных расчетов

Расчет выполнялся на сейсмическое воздействие вдоль оси X по СНиП II-7-81*, и по проекту МСН, для которых вектор ротации был взят в трех вариантах. Первый вариант соответствовал вектору ротации $\boldsymbol{\alpha}$, привязанному к центру основания и ориентированному вдоль горизонтальной оси Y, второй — при ориентации вектора $\boldsymbol{\alpha}$ вдоль оси Z и, наконец, третий — при ориентации $\boldsymbol{\alpha}$ вдоль оси Z, но с привязкой этого вектора к углу основания.

Нетрудно видеть, что результаты расчета по СНиП и по МСН в варианте $\boldsymbol{\alpha} \equiv 0$ практически совпадают, чего нельзя сказать о других случаях, когда они расходятся в разы. Аналогичные результаты получены и для усилий в стенах (элемент № 256), в колоннах (элемент № 332) и плитах междуэтажного перекрытия (элемент № 127).

Несинхронность смещения опорных точек. Еще одной важной задачей является учет несинхронности движения опорных точек конструкции, которая может возникать в большепролетных сооружениях, где расстояния между опорными точками соизмеримы с длиной сейсмической волны. Расчет может быть выполнен, если предварительно найти векторы влияния $\mathbf{d}_s$ ($s = 1, \ldots, q$, где q — общее количество опорных узлов), соответствующие сейсмическим колебаниям основания под каждой опорой. Вектор $\mathbf{d}_s$ состоит из перемещений по всем степеням свободы от единичного смещения s-й опоры.

Для каждой формы собственных колебаний (номер формы обозначим через k; $k = 1, \ldots, m$) можно вычислить коэффициент участия

$$\Gamma_{sk} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_k^{\mathrm{T}} \mathbf{M} \mathbf{d}_k}{\boldsymbol{\varphi}_k^{\mathrm{T}} \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_k}. \qquad (13.24)$$

В (13.24) через $\boldsymbol{\varphi}_k$ обозначен k-й столбец матрицы $\boldsymbol{\Phi}$, определяющий k-ю форму собственных колебаний. Через коэффициенты участия можно вычислить m векторов сейсмических инерционных нагрузок, соответствующих колебаниям системы по каждой из учитываемых m форм собственных колебаний и возбуждаемых движением s-й опоры:

$$\mathbf{f}_{sk} = A \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_k \Gamma_{sk} \delta(T_k). \qquad (13.25)$$

Если найти перемещения $\mathbf{u}_{sk}$, вызываемые силами (13.25), то можно отыскать и любой другой соответствующий этим перемещениям компонент реакции системы (усилия, моменты, напряжения и т.п.). Суммарные реакции, определенные обычным способом суммирования по всем формам по формулам типа (13.15) или (13.16), образуют матрицу **R**, у которой s-й столбец соответствует движению, возбуждаемому s-й опорой, а число строк равно количеству определяемых компонентов реакции. Эти реакции будут соответствовать случаю максимального ускорения основания под каждой опорой.

Но в большепролетной конструкции имеется фазовый сдвиг между ускорениями основания под различными опорами за счет того, что ускорения под ними достигают своего максимума не одновременно. Для учета фазового сдвига вычисляются значения d_{sr} (s, r = 1, …, m) перемещений основания под r-й опорой (r = 1, …, m) в тот момент, когда перемещение под s-й опорой достигает максимального значения (s = 1, …, m). Если известны расстояния X_{sr} по линии распространения сейсмической волны между опорами r и s , то время пробега этой волны между ними определяется как

$$\tau_{rs} = X_{rs} / V, \qquad (13.26)$$

где V — скорость распространения волны[3] (см. *табл. 13.3*). Элементы матрицы **D** определяются по формуле

$$d_{rs} = \Delta \cos \frac{2\pi}{T} \tau_{rs}. \qquad (13.27)$$

В выражении (13.27) через Δ обозначено расчетное сейсмическое перемещение грунта, значения которого приведены в *табл. 13.2*, а T — преобладающий период колебаний грунта при землетрясении, который по рекомендации СНиП 2.02.01-85* можно принять равным 0,5 с.

Если образовать матрицу нормированных перемещений **D** с элементами d_{rs}/d_{ss}, у которой на главной диагонали будут стоять единицы, а побочные

[3] Напомним [36] , что следует учитывать скорость распространения волн в коренных породах (гранит, базальт), а не в осадочных грунтах основания.

члены равны отношениям перемещений под опорами, суммарные динамические отклики с учетом фазовых сдвигов можно вычислить по формуле

$$\mathbf{R}^{(д)} = \mathbf{DR}. \tag{13.28}$$

Кроме динамических откликов, которые вызываются инерционными силами при колебаниях опорных узлов конструкции, возникают также и статические составляющие отклика, вызываемые перемещениями (13.27). Обычный статический расчет на одновременное действие таких смещений даст значения $\mathbf{R}^{(ст)}$. Столбец этой матрицы соответствует варианту состояния конструкции, когда максимальное смещение реализуется на опоре с соответствующим номером. Полные значения откликов получаются по формуле

$$R_s^{(\Sigma)} = \pm\sqrt{R_s^{(д)\ 2} + R_s^{(ст)\ 2}}. \tag{13.29}$$

Таким образом, найдено m вариантов полного отклика, соответствующих положениям сейсмической волны, при которых максимум ускорения поочередно достигается под каждой из опор.

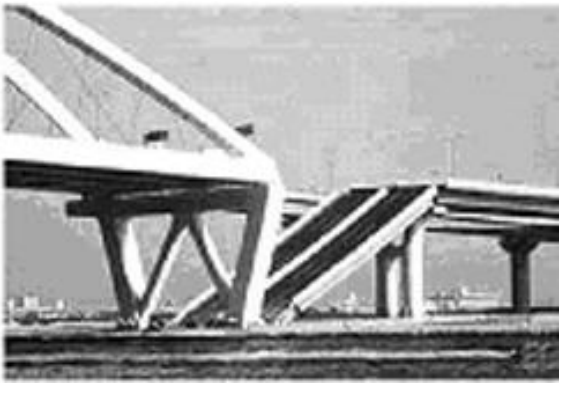


Рис. 13.16. Типичная схема обрушения мостового полотна

Несинхронность движения опорных точек является причиной разрушения мостовых конструкций в форме схода пролетного строения с опоры (*рис. 13.16*). В работе [25] приведен анализ этого явления и показано, что значение взаимного сближения/удаления опорных точек можно представить в форме

$$\Delta = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\sum_{k=1}^{N}\sum_{r=1}^{N}\chi_{ijkr}\varepsilon_{ij}\delta_i^{(k)}\delta_j^{(r)}}, \tag{13.30}$$

где $\delta_j^{(k)}$ — смещение k-й опоры при колебаниях по j-й форме; n — число учитываемых форм собственных колебаний; N — количество опор; χ_{ijkr} — коэффициент взаимной корреляции смещений точек k и r при колебаниях по

формам i и j; ε_{ij} — коэффициент корреляции между формами собственных колебаний. Коэффициенты корреляции определяются по рекомендациям А.А. Петрова [18]. При этом могут рассматриваться пять различных ситуаций.

1. Когерентные возбуждения опор. В этом случае все значения χ_{ijkr} равны 1.

2. Независимые возбуждения. В этом случае значение χ_{ijkr} равно 1, если $i = j$ и $\chi_{ijkr} = 0$, если $i \neq j$. Тогда

$$\Delta = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{k=1}^{N}\left[\delta_i^{(k)}\right]^2}\ .$$

3. Реализуется гипотеза "замороженной" волны. В этом случае значение χ_{ijkr} может быть оценено формулой

$$\chi_{ijsr} = \cos\left(\frac{p_i + p_j}{2V} L_{sr}\right),$$

где p_i и p_j — частоты i-й и j-й форм собственных колебаний, L_{sr} — расстояние по направлению распространения волны между опорой s и опорой r, V — скорость распространения фронта поперечных волн.

4. Противофазное возбуждения опор. В этом случае значение χ_{ijkr} равно 1, если $i = j$, и $\chi_{ijkr} = -1$, если $i \neq j$.

5. Возбуждения опоры включают две части. Первая часть – независимые колебания и вторая часть — "замороженная" волна.

13.6. Акселерограммы. Интегрирование уравнений движения

Для особо ответственных сооружений и высоких (более 16 этажей) зданий нормы [21, 22] требуют, чтобы расчет на сейсмические воздействия выполнялся с использованием инструментальных записей землетрясений, наиболее опасных для данного здания или сооружения, а также синтезированных акселерограмм. При этом следует учитывать возможность развития неупругих деформаций конструкций.

О методике отбора инструментальных записей и о способах создания синтезированных акселерограмм нормы не говорят ничего. Вместе с тем эта задача является нетривиальной. Некоторые указания по ее решению имеются в Еврокоде-8, и они сводятся к тому, что законы колебаний грунта должны быть совместимы с расчетным спектром отклика, принятым для данной площадки, т.е. их спектры в определенном смысле близки к расчетному.

Это условие считаются достигнутым если выполнены такие требования:

а) использовано не менее пяти акселерограмм;

б) средние значения ускорений спектральной реакции при нулевом периоде собственных колебаний, рассчитанные на основе индивидуальных

временных процессов, не меньше, чем величина Ag для рассматриваемой местности;

в) в интервале периодов, где кривая $\beta(T)$ имеет постоянное значение, усредненное по всем процессам, значение спектра должно быть не меньше, чем величина $Ag\beta$;

г) ни одно из значений среднего спектра не должно быть ниже соответствующего значения расчетного спектра более чем на 10%.

д) продолжительность периода стационарной части акселерограммы T_s для эпицентральных местностей должна коррелировать с величиной расчетного ускорения A, как это указано в *табл. 13. 7*.

Таблица 13.7

A	0,1	0,2	0,3	0,4
T_s, с	10,0	15,0	20,0	25,0

Надо отметить, что если задача вычисления спектра отклика по акселерограмме является однозначной, то обратная к ней неоднозначна, поскольку одному и тому же спектру с определенной степенью точности могут соответствовать разные акселерограммы. В работе [2] отмечается, что в практике разных стран при расчетах АЗС применялись от одной до десяти акселерограмм и что линейно-упругие системы менее чувствительны к конкретным особенностям возмущающего воздействия и для них можно использовать меньшее количество акселерограмм. Напротив, результаты расчетов нелинейных систем могут зависеть от этих особенностей очень сильно, и для них ансамбль расчетных акселерограмм должен быть достаточно большим.

Особую проблему составляет обеспечение статистической независимости используемых акселерограмм и их балансировки. Три компоненты акселерограммы должны быть различными и взаимно статистически независимыми, иначе при расчетах с одновременным их использованием результаты будут получаться завышенными. Для проверки статистической независимости пары акселерограмм, например $x_1(t)$ и $x_2(t)$, необходимо вычислить их нормированный коэффициент корреляции ρ_{12}:

$$\rho_{12} = \frac{\left\langle x_1 - m_1 \quad x_2 - m_2 \right\rangle}{\sigma_1 \sigma_2}, \tag{13.31}$$

где угловыми скобками обозначена операция вычисления математического ожидания находящегося в них выражения; m_1 и m_2 -математические ожидания функций x_1 и x_2; σ_1 и σ_2 — их стандартные отклонения. Две компоненты считаются статистически независимыми, если $|\rho_{12}| \le 0{,}3$.

Достаточное разнообразие и независимость инструментальных записей обеспечивает выполнение следующих требований к определенной записи для ее включения в состав расчетного набора. Эти записи должны:

- быть зарегистрированными при землетрясениях с разными магнитудами, разной глубиной очагов и на разных расстояниях от эпицентра;
- соответствовать разной интенсивности проявления в пунктах регистрации;

- обладать по отношению друг к другу индивидуальными свойствами (например, иметь разные соотношения между максимумами поступательных компонентов в направлениях *X*, *Y*, *Z*.

Типичный набор такого рода представлен в *табл. 13.8*, заимствованной из работы [9].

Таблица 13.8

Наименование землетрясения, место	Категория грунта	Параметры			Максимальные значения ускорений (см/с^2) вдоль:		
		M	H, км	R, км	X	Y	Z
Нортридж, США	I	6,8	19	31	147	133	61
Лома Приета, США		7,1	18	29	342	310	153
Вальпараисо, Чили		7,8	33	64	636	418	854
Сан-Франциско, США	II	6,5	8	39	134	112	47
Лома Приета, США		7,1	18	18	352	267	499
Кобе, Япония		7,2	18	26	818	617	332
Нортридж, США	III	6,8	19	12	621	388	398
Лома Приета, США		7,1	18	48	362	175	168
Хонсю, Япония		7,9	20	239	227	197	136
Примечание: M — магнитуда; H — глубина расположения очага; R — расстояние от эпицентра до пункта регистрации.							

Что касается балансировки акселерограмм, то отметим следующее. Сейсмические движения грунта носят хаотический, иррегулярный характер. Их значения обычно задают в виде таблиц, которые называются *оцифрованными акселерограммами.* Искажения акселерограмм, возникающие при их записи и оцифровке, могут играть важную роль в расчетах сооружений. Необходимо отметить, что большинство записанных акселерограмм содержат ошибки в длиннопериодной области. К числу простейших ошибок такого класса относятся смещение и поворот нулевой линии акселерограммы. Даже небольшие ошибки такого рода могут исказить картину перемещений рассчитываемого объекта.

Например, следует обеспечить, чтобы в момент окончания землетрясения расчетная скорость грунта равнялась нулю. В противном случае можно получить нереально большие остаточные смещения. Так, для сейсмичности 8 баллов (A = 2 м/с^2) перекос нулевой линии в 1%, который соответствует воздействию постоянного однонаправленного ускорения 0,02 м/с^2, за время действия землетрясения 30 с даст перемещение около 9 м.

Корректировка акселерограммы связана не только с наложением дополнительных условий

$$z\,T\,=0,\quad \dot{z}\,T\,=0, \tag{13.32}$$

требующих, чтобы в конце землетрясения (время T) равнялись нулю смещение и скорость, но и устранения общего тренда. Соответствующая процедура

описана в работе [25], а на *рис. 13.17* и *13.18* показаны исходная акселерограмма и сейсмограммы, полученные путем ее интегрирования.

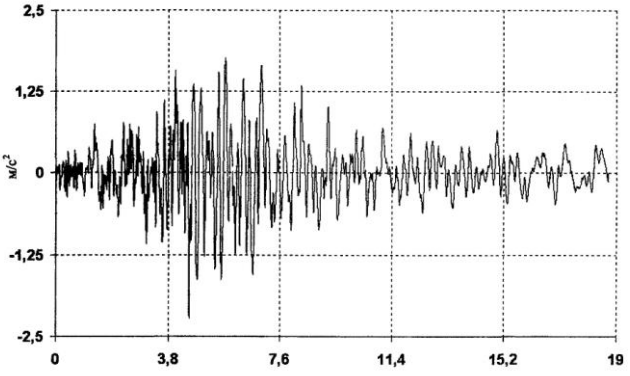


Рис. 13.17. Акселерограмма

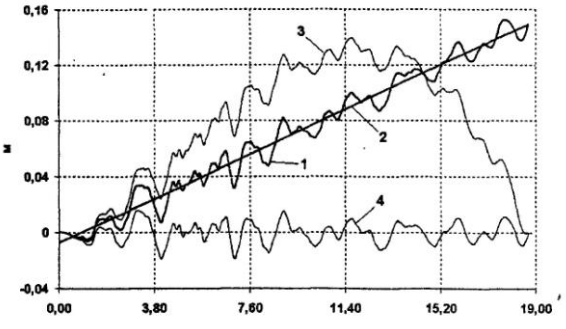


Рис. 13.18. Сейсмограммы: 1 — без корректировки; 2 — тренд вычисленной сейсмограммы; 3 — после наложения условий (13.32); 4 — после корректировки

Из рисунка *13.18* видно, что только наложения дополнительных условий (13.32), которое рекомендуется во многих работах, недостаточно для корректного описания смещений грунта.

Сказанное выше относилось к тому случаю, когда используются инструментальные записи землетрясений. Что касается синтезированных акселерограмм, то здесь возможны такие подходы [9]:

- создание пакета акселерограмм, таких, что огибающая их спектров должна соответствовать некоторому заданному спектру (например, спектру ускорений, представленному в виде кривой коэффициентов динамичности в действующих СНиП);
- синтезирование единственного расчетного воздействия в виде узкополосного процесса, опасного для исследуемого сооружения (настроенного на его собственные частоты).

По мнению автора работы [9], при реальном проектировании первый подход не имеет практического смысла, поскольку расчетным оказывается лишь одно воздействие из пакета, которое для линейных систем может быть выделено заранее, а для нелинейной системы не имеет смысла использование спектральных кривых.

Литература

1. Айзенберг Я.М., Нейман А.И., Абакаров А.Д., Деглина М.М., Чачуа Т.Л. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружения.— М.: Наука, 1978.— 246 с.
2. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость.—СПб.: Наука, 1998.— 255 с.
3. Бирбраер А.Н. Старостин Е.Б. Анализ нормативных спектров отклика на основе записей реальных землетрясений // Сейсмостойкое стр-во. Безопасность сооружений.— 2007.— №4.— С. 30-34.
4. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели сейсмостойкости сооружений.— М:. Стройиздат, 1979.— 251 с.
5. ДБН В.1.1-12:2006. Защита от опасных геологических процессов. Строительство в сейсмических раонах Украины / Минстрой Украины.— К.: Укрархбудинформ, 2006.— 84 с.
6. Егупов В.К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания.— К.: Будівельник,1965.— 256 с.
7. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость.— К.: Будівельник,1982.— 232 с.
8. Елисеев О.Н., Уздин А.М. Сейсмостойкое строительство: Учебник.— СПб.: Изд. ПВВИСУ, 1997.— 371 с.
9. Ицков И.Е. Методика формирования набора акселерограмм, предназначенного для применения в прямых динамических расчетах зданий и сооружений // Сейсмостойкое стр-во.— 1999.— №5.— С. 9-13.
10. Килимник Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве.— М.: Наука, 1985.— 155 с.
11. Медведев С.В. Инженерная сейсмология .— М.: Госстройиздат, 1962.— 284 с.
12. Международные строительные нормы СНГ «Строительство в сейсмических районах» (проект) // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №3.— С. 27-54.
13. Мишин Д.В. Корректировка акселерограмм при моделировании сейсмических воздействий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2001, №2.— С. 17-22.
14. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений.— К. ФОП Гудименко С.В., 2008.— 450 с.
15. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость сооружений.— М.: Стройиздат, 1988.— 312 с.
16. НП-031-01. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций / Госатомнадзор России.— М.: 2001.— 31 с.
17. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства.—М.: Стройиздат,1980.— 343 с.

18. Петров А.А. Вероятностная оценка нормируемых параметров сейсмической реакции сооружений // Строит. механика и расчет сооружений.— 1990.— №1.— С. 72-78.
19. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий.— М.: Высш. школа, 1983.— 304 с.
20. Поляков С.В., Ойзерман В.И. Сопоставление отечественных и зарубежных норм проектирования конструкций зданий для строительства в сейсмических районах. Обзор ВНИИИС. сер. 8. – Строит. конструкции, вып.7. — М.: 1986. —64 с.
21. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования.— М.: АППЦИТП, 1991.— 50 с.
22. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах / Минстрой России.— М.: 2002.— 44 с.
23. Складнев Н.Н., Айзенберг Я.М. Основные направления развития норм проектирования сооружений для сейсмических районов // Строит. механика и расчет сооружений.— 1988.— № 4.— С. 4-7.
24. Уздин А.М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя // Сейсмостойкое стр-во. Безопасность сооружений.— 2005.— №1.— С. 27-32.
25. Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохамад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений.— СПб.: Изд. ВНИИГ, 1993.— 175 с.
26. Уздин А.М. Что скрывается за линейно-спектральной теорией сейсмостойкости // Сейсмостойкое стр-во. Безопасность сооружений.— 2009.— №2.— С. 18-22.
27. Хачиян З.Е. Некоторые аспекты нормирования сейсмостойкого строительства // Строит. механика и расчет сооружений.— 1991.— №4.— С. 61-67.
28. Azaev T., Giman L.N., Harina Ju.A., Kuznetsova I.O., Nikitin A.A., Rulevich E.A., Smirnov V., Uzdin A.M. Displacement based design criteria for bridges // 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 (SD-ROM, Paper No. 985).
29. EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings. — Brussels: CEN, Apr 2005.— 102 p.
30. Lai S.P. Statistical characterization of strong ground motions using power spectra density function // Bulletin of the Seismological Society of America, 1982, vol. 72, No 1.— P. 259-274.
31. PS 1992. Regles Parasismiques.— Paris: EUROLLES, 1996.— 255 p.
32. UBC 1997. Uniform Building Code. Vol. 2: Structural Engineering Design Provisions.— Whittier, Ca: International Conference of Building Officials, 2000.— 492 p.
33. Wilson E.L. Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures.— Berkeley: Computer and Structures, Inc., 1997.
34. Yegupov V., Yegupov K., Starodub V.,Mazur P., Kostrjitskiy A., Simulation and Automation of Calculations of Buildings (Structures) on Seicmic Effects. An International Journal Computers & Structures, Pergamon, Oxford, 1997, Vol. 63, No. 6, pp. 1065-1083.
35. Назаров Ю.П Аналитические основы расчета сооружений на сейсмические воздействия.— М.: Наука, 2010.— 468 с.
36. Тяпин А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием.— М.: Издательство АСВ, 2013.— 392 с.

37. МГСН 4.19–2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и комплексов в городе Москве. — М., 2006.
38. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво в сейсмічних районах України. —К.: Уцкрархбудінформ, 2006.— 82 с.
39. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* / Минрегионразвития РФ, 2011
40. Тяпин А.Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия .— М.: Издательство АСВ, 2014.— 142 с.

14. АЭРОСТАТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

Все мы знакомы с аэродинамическими нагрузками. К ним могут быть причислены ветровая нагрузка и нагрузка от взрывной волны. Однако встречаются случаи, когда заметную долю нагрузки на сооружение составляют нагрузки от воздуха, находящегося в покое, – аэростатические нагрузки.

14.1. Нагрузка от давления воздуха в герметичном объеме

Если герметичный сосуд наполнить воздухом (или другим газом) под давлением, то на стенки этого сосуда будет передаваться нагрузка, нормальная к внутренней поверхности этого сосуда и равная абсолютному давлению в этом сосуде. Снаружи на стенки этого сосуда будет передаваться атмосферное давление, направленное по нормали к наружной поверхности сосуда. Полагая сосуд тонкостенным, будем приближенно считать, что на его стенки действует нагрузка

$$p = p_{\text{в}} - p_{\text{н}}, \tag{14.1}$$

где $p_{\text{в}}$ – внутреннее давление;

$p_{\text{н}}$ – наружное давление.

Разность между внутренним и наружным (атмосферным) давлением обычно называется избыточным давлением и обозначается ати.

В герметичном сосуде при неизменной температуре сохраняется постоянное давление. При повышении температуры оно возрастает.

Количественную картину этого явления можно установить с помощью закона Шарля, справедливого для фиксированного объема и фиксированной массы газа:

$$\frac{p}{T} = \frac{p_0}{T_0}, \tag{14.2}$$

где p_0 и p – давление газа в исходном и конечном состояниях;

T_0 и T – температура газа в градусах Кельвина в исходном и конечном состояниях.

Отсюда легко получается формула для определения давления в сосуде при любой температуре:

$$p = \frac{p_0 T}{T_0}. \tag{14.3}$$

Представим себе, что зимой при температуре минус 5°С (368°К) шины автомобиля были накачаны до давления 2 ати (3 ата). Какое давление в шинах будет летом при температуре 25 °С (398 °К)?

Формула (14.3) дает ответ:

$$p = \frac{3 \cdot 398}{368} = 3,245 \text{ ата} = 2,245 \text{ ати}. \tag{14.4}$$

Таким образом, сезонные колебания температуры заметно влияют на давление в герметичных сосудах.

14.2. Нагрузка от пониженного давления воздуха в сосудах

К аэростатическим нагрузкам можно отнести и нагрузку от пониженного давления внутри герметично закрытых сосудов. Она подчиняется тем же закономерностям, что и предыдущая нагрузка, но более опасна, поскольку она соизмеряется с относительно невысокой несущей способностью сосудов на устойчивость.

Довольно часто возникает сплющивание цистерн после их чистки и пропаривания, если после этого их герметично закрыть. Причина заключается в том, что цистерну закрывают, когда воздух в ней нагрет. Постепенно он охлаждается, и давление в цистерне существенно понижается. Разность наружного и внутреннего давлений сплющивает цистерну.

Для расчетов можно использовать формулу (14.3).

Пусть после пропаривания давление в цистерне было равно атмосферному p_0 = 1 ата = 101325 Па, а температура газа T_0 = 333 °К. Затем цистерна была закрыта и остыла до температуры T = 293 °К. В соответствии с формулой (14.3) давление в ней упало до величины

$$p = \frac{1 \cdot 293}{333} = 0,88 \text{ ата} = 89150 \text{ Па}. \tag{14.5}$$

Полагая, что атмосферное давление не изменилось, вычислим нагрузку на цистерну:

$$p - p_0 = 89150 - 101325 = -12170 \text{ Па}. \tag{14.6}$$

Таким образом, нагрузка составляет более 1 тс/м^2. Знак минус означает, что цистерна сжата. Ошибка персонала, заключающаяся в герметизации цистерны после пропаривания, почти с неизбежностью приводит к ее порче.

14.3. Нагрузка, вызванная разностью в плотности наружного и внутреннего воздуха

Достаточно необычной является аэростатическая нагрузка, вызванная тем, что плотность воздуха внутри сооружения отличается от плотности наружного воздуха.

Казалось бы, для хранения газа с плотностью, отличной от плотности наружного воздуха, требуется герметичность сооружения. Однако это не так. Если внутренняя полость сооружения сообщается с внешней средой только на одной отметке, обмен воздуха практически отсутствует. Однако величина и даже знак аэростатической нагрузки зависит от того, на какой отметке находится отверстие в сооружении. Представим сооружение в виде оболочки (*рис. 14.1*) с отверстием на отметке h_0.

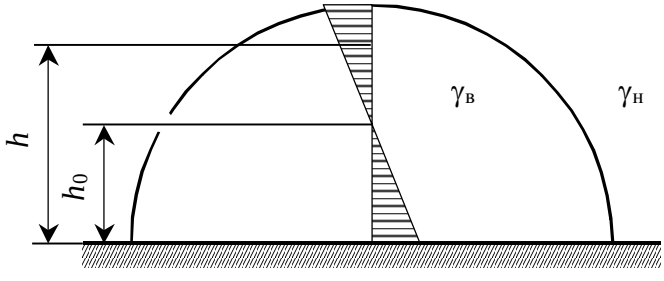


Рис. 14.1. Схема аэростатической нагрузки

Естественно, на уровне отверстия внутреннее и наружное давления равны. На других уровнях давление на оболочку можно вычислить по формуле:

$$p = (\gamma_в - \gamma_н) \cdot (h_0 - h) \cdot g \,, \tag{14.7}$$

где $\gamma_в$ – плотность воздуха внутри оболочки;
$\gamma_н$ – плотность воздуха снаружи оболочки;
h_0 – отметка отверстия;
h – отметка, для которой определяется давление на оболочку;
g – ускорение силы тяжести.

Положительный знак p означает, что давление направлено изнутри наружу.

Плотность воздуха γ является функцией давления P и температуры T (в кельвинах):

$$\gamma = \frac{\mu P}{RT} \,, \tag{14.8}$$

где $\mu = 28{,}8$ г/моль – молекулярная масса воздуха;
$R = 8{,}31$ Дж / (град·моль) – универсальная газовая постоянная.

По формуле (14.8) можно подсчитать, что при нормальных условиях (P = 101325 Па = 760 мм рт. ст. и T = 273 °K) плотность воздуха составляет γ = 1,286 кг/м^3.

В связи с аэростатической нагрузкой уместно рассказать об аварии одного из крупнейших в мире куполов – покрытия испытательного зала Всесоюзного энергетического института им. Ленина в городе Истра в Подмосковье.

Здание испытательного зала было решено в виде сетчатой оболочки вращения, имеющей форму сплюснутого эллипсоида диаметром по экватору 236,5 м. Высота здания в центре 118,4 м (*рис. 14.2*).

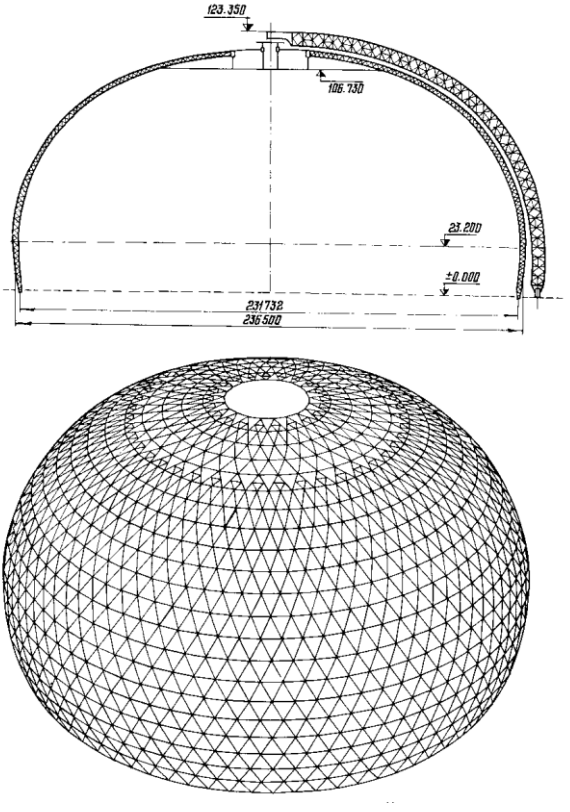


Рис. 14.2. Схема купола в Истре

К началу 1985 года металлические конструкции купола, включая две обшивки и утеплитель, были изготовлены и смонтированы. Внутри купола выполнялись отделочные работы.

25 января 1985 года в 7 часов 30 минут утра купол обрушился. Обрушение происходило тихо, поскольку воздух, находившийся внутри купола, сыграл роль воздушной подушки. Очевидцы, ехавшие в это время на работу, издали видели, как красные огни светового ограждения медленно опускались вниз.

Почти наверняка обрушение было спровоцировано изменением погоды, поскольку в Москве в январе 1985 года стояли сильные морозы – 25–30 °С, а накануне обрушения наступила оттепель до 0°С. Внутри утепленного купола оставался морозный воздух, а снаружи – принесенный южными ветрами воздух с нулевой температурой. Внутренний объем купола сообщался с внешней атмосферой на уровне земли посредством открытых ворот.

Наблюдавшийся перед обрушением температурный перепад как раз и обратил внимание специалистов на существование рассматриваемой нами аэростатической нагрузки, обычно не учитываемой при проектировании зданий и сооружений.

Представим себе, что купол изнутри был бы наполнен теплым воздухом. По законам аэростатики купол, как дирижабль, стремился бы взлететь. На самом деле картина была обратная. Под куполом собрался холодный воздух, и на поверхность купола стал действовать пригруз такого же порядка, как и подъемная сила.

Величину этого пригруза можно оценить, воспользовавшись формулами (14.7) и (14.8). Примем температуру наружного воздуха 0 °С, а внутреннего – минус 25 °С и будем считать, что давление на уровне открытых ворот составляло 760 мм. рт. ст.

Плотность наружного воздуха $\gamma_н$ (см. выше) составляла 1,286 кг/м^3, а внутреннего —

$$\gamma_в = \frac{0,0288 \cdot 101325}{8,31 \cdot (273-25)} = 1,416 \text{ кг/м}^3. \qquad (14.9)$$

Давление в вершине купола на отметке 118,4 м составило:

$$p = (1,416-1,286) \cdot (0-118,4) \cdot 9,81 = -150 \text{ Па}. \qquad (14.10)$$

Это более 10% собственного веса конструкции. Сама по себе такая нагрузка аварию вызвать не могла, но в совокупности с другими факторами явилась одной из ее причин.

14.4. Нагрузка в помещениях с дымовыми трубами

Аэростатическая нагрузка возникает и в помещениях, где имеются дымовые трубы для печей с естественной тягой, а приток воздуха не организован. В этом случае отметкой отверстия следует считать отметку верха трубы, а температурой внутреннего воздуха - температуру газа внутри трубы.

Величину этой нагрузки можно оценить на примере. Примем высоту трубы 50 м, температуру выбрасываемых газов 200 °С, а наружную температуру 0 °С. Будем считать что молекулярная масса этих газов такая же, как и у воздуха - 28,8 г/моль. Тогда плотность выбрасываемых газов

$$\gamma_{в} = \frac{0,0288 \cdot 101325}{8,31 \cdot (273 + 200)} = 0,735 \text{ кг/м}^3. \quad (14.11)$$

Давление на ограждающие конструкции помещения

$$p = (0,735 - 1,286) \cdot (50 - 0) \cdot 9,81 = -270 \text{ Па}. \quad (14.12)$$

С такой дополнительной нагрузкой надо считаться.

15. ОСОБЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

15.1. Общие сведения

В соответствии с ГОСТ 27751 [3] и сменившим его ГОСТ Р 54257-2010 [25], при расчете конструкций должны рассматриваться и аварийные расчетные ситуации, имеющие малую вероятность появления и небольшую продолжительность, но являющиеся весьма важными с точки зрения последствий достижения предельных состояний, возможных при них (например, ситуация, возникающая в связи с взрывом, столкновением, аварией оборудования, пожаром, а также непосредственно после отказа какого-либо элемента конструкции).

В аварийных расчетных ситуациях действуют особые (классификация СНиП 2.01.07-85*[10]) нагрузки, которые самими СНиП 2.01.07-85* не рассматриваются, а только указывается, что они являются предметом рассмотрения специальных нормативных документов. Разнообразие особых воздействий[1] чрезвычайно велико, поэтому здесь будут рассмотрены только некоторые из них. При этом сейсмическую нагрузку (она также относится к особым, и ей посвящена глава 13) мы, естественно, не рассматриваем.

Аварийные нагрузки и воздействия могут иметь весьма серьезные последствия и при возникновении таких воздействий многократно возрастает риск разрушения.

Анализ риска для конструкций, подверженным аварийным воздействиям, может быть представлен трехэтапной процедурой:

- анализ шанса возникновения таких ситуаций и оценка величины угрозы;
- оценка возможной степени разрушения отдельных элементов сооружения;
- оценка возможности неадекватного поведения поврежденного сооружения и возникновения цепной реакции отказов (прогрессирующего разрушения).

Принимая во внимание то обстоятельство, что любое разрушение является в определенной степени "*прогрессирующем*", некоторые авторы и нормативные документы предпочитают либо использовать термин *"непропор-*

[1] Следовало бы сказать несколько слов о самом термине «особая нагрузка». Особая – это значит «не такая, как другие» (и только!), поэтому термин из Еврокода «accidental load», т.е. аварийная, катастрофическая, нечаянная нагрузка, в большей мере отвечает существу вопроса.

циональное обрушение". Так, в европейской практике нормирования отсутствует документ, регламентирующий расчет конструктивных систем на прогрессирующее обрушение, но, вместе с тем, этот феномен учитывается в EN 1991-1-7 [21] в рамках проверки *живучести* конструктивной системы в аварийных расчетных ситуациях.

Следует заметить, чтто различные технические нормативно-правовые акты используя термин *"прогрессирующее обрушение"* в действительности подразумевают *"непропорциональное"* обрушение.

При этом прогрессирующее обрушение характеризуется как непропорциональное, если размеры области результирующего обрушения превышают *допустимые,* установленные соответствующими нормами, стандартам, рекомендациями, которые могут отличаться для различных стран (табл. 15.1).

Таблица 15.1.

Страна	Критерий ограничения области локального разрушения	
	в горизонтально направлении	в вертикальном направлении
Великобритания [27]	Менее 15% от площади перекрытия и не более 100 м^2	Уровень начального обрушения плюс один смежный уровень (этаж) вверх или вниз
США [28]	Не более 170 м2 непосредственно над удаленным наружным элементом или не более 330 м2 над удаленным внутренним элементом	Уровень начального обрушения плюс один этаж вверх или вниз
ЕС [21]	Н более 70 м^2 и 15% для каждого из перекрытий двух смежных этажей при удалении наружной колонны	Уровень начального обрушения плюс один смежный этаж вверх или вниз
Россия [26]	Повреждение в круге площадью не более 80 м^2	То же самое

Следует иметь в виду, что аварийные воздействия когут относиться к числу идntифицируемых, для которых известен механизм действия, предполагаемая локализация в пространстве, интенсивность и другие параметры (взрывы, наезды транспорта и т.п.), или неидntифицируемых, о которых известен лиш факт их возможного появления (грубые ошибки персонала, неконтролируемый брак в работе и т.п.). Ввиду неопределенности механизма действия неидентифицируемой нагрузки, она заменяется неким условным воздействием в форме локального разрушения некоторых элементов системы (стартовое событие).

В зависимости от типа аварійного воздействия меняется стратегии, которые следует использовать при рассмотрении аварийных ситуацій (см. *рис. 15.1*).

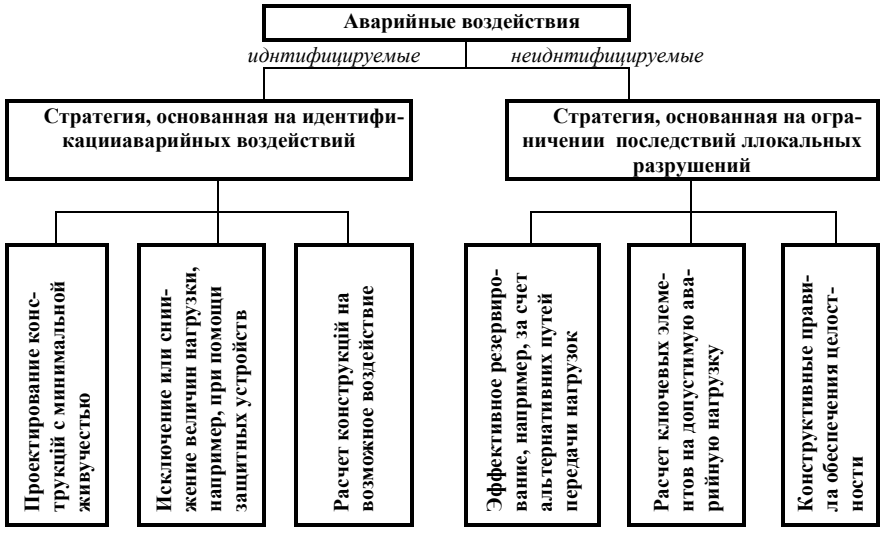


Рис. 15.1. Стратеги для аварийных ситуацій

Меры по уменьшению влияния идентифицируемых аварийных воздействий могут включать одну или более из следующих основных стратегий:

- предотвращение или снижение до приемлемого уровня вероятности появления и/или интенсивности аварийного воздействия;
- защита конструктивной системы от эффектов аварийного воздействия путем снижения интенсивности нагрузок, действующих на конструктивные элементы за счет устройства защитных экранов, оболочек, барьеров безопасности и т.д.;
- обеспечение необходимой минимальной живучести конструктивной системы с учетом выполнения одного или более из следующих действий:

  а) проектирование выявленных ключевых элементов конструктивной системы из условия восприятия аварийных нагрузок;

  б) проектирование конструктивной системы с включением элементов, имеющих высокую деформативность и способных сопротивляться при больших деформациях без хрупкого разрушения;

  в) проектирование конструктивной системы, предусматривая резервные (альтернативные) пути передачи нагрузок и усилий наступления аварийного события.

Стратегии, используемые для неидентифицируемых аварийных воздействий, включают множество возможных действий. Все они направлены на оганичение последствий локальних раз рушений и используют один или несколько из возможных подходов:

- проектирование ключових елементов, от которых зависит общее сопротивление сооружения, таким образом, чтобы они были способны воспринять влияние последствий локального разрушения, выступаю-

щего в роли стартового события;

- проектирование конструкций такими, чтобы после реализации стартового события было обеспечено общее сопротивление всей системы или ее значительной части;
- Использование дополнительных конструктивних элементов и свіязей, обеспечивающих необходимую сопротивляемость локально поврежденной системы.

Ниже мы будем рассматривать только идентифицируемые аварийные воздействия.

15.2. Воздействия осадок оснований

Воздействия, обусловленные оседанием основания в районах горных выработок и в районах карстовых явлений, причислены СНиП 2.01.07-85* к числу особых. Понятно, что они являются не силовыми, а кинематическими воздействиями для зданий и сооружений, расположенных над горными выработками. При этом сами деформации оснований практически полностью определяются движениями больших масс земли и очень мало зависят от конструктивных особенностей надземной и фундаментной частей сооружения.

Подрабатываемые территории

В результате подземной выработки полезных ископаемых на шахтах и рудниках внутри горных пород образуются пустоты, которые впоследствии постепенно заполняются при обрушении или плавном опускании пород, расположенных над этими пустотами. При значительных размерах выработки этот процесс может распространяться снизу вверх, вплоть до земной поверхности, образуя там чашеобразную выемку, называемую *мульдой сдвижения*. Деформации сдвижения зависят от многих факторов, среди которых наиболее существенными являются глубина расположения выработки, мощность пласта, угол наклона пласта к горизонту (*угол падения*), способ управления кровлей выработки и свойства толщи горных пород над выработкой.

Горные работы приводят к появлению смещений всего основания сооружения, но обычно говорят о сдвижениях грунтов на поверхности земли (*рис. 15.2*) и отождествляют ее со смещениями фундаментов сооружения. При этом предполагается, что такие смещения реализуются в месте контакта фундамента с основанием, несмотря на то, что уровень фундамента не совпадает с уровнем поверхности земли.

Среди компонентов деформации в точках мульды различают составляющие в вертикальном направлении, в направлении простирания пластов и в направлении вкрест простирания пластов.

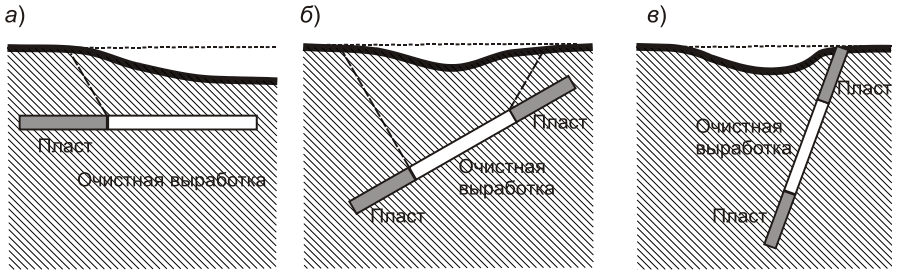


Рис. 15.2. Деформации земной поверхности: при разработке горизонтальных (*а*), наклонных (*б*) и крутопадающих (*в*) пластов

К воздействиям от подработки, учитываемым при проектировании зданий и сооружений, относятся сдвижения и деформации земной поверхности, которые подразделяются на следующие виды (*рис. 15.3*): оседание (вертикальная составляющая прогиба поверхности) η, наклон i, кривизна (выпуклости или вогнутости) ρ, горизонтальное сдвижение ξ, относительная горизонтальная деформация растяжения или сжатия ε или уступы с высотой h.

Максимальные оседания наблюдаются в центральной части мульды, а относительные горизонтальные деформации — на краях мульды сдвижения. Значение максимального оседания в случае полного обрушения кровли пласта может достигать 50…90% толщины вынимаемой породы, а горизонтальное сдвижение – до 30% максимального оседания. Сама мульда продвигается по мере продвижения забоя, при этом вновь попадающие в область мульды сооружения сначала подвергаются воздействию выпуклой части мульды, а затем ее вогнутой части.

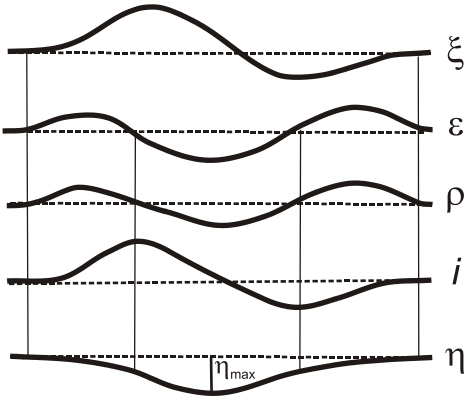


Рис. 15.3. Виды сдвижений и деформаций

Если рассмотреть в качестве примера характерные условия Донбасса, то выполняется соотношение $\eta/m = 0{,}8$, $\xi/\eta = 0{,}3$ и при выемке пласта толщиной $m = 1$ м будем иметь $\eta = 0{,}8$ м, $\eta = 0{,}24$ м. При скорости продвижения забоя 30 м/мес общая продолжительность сдвижения составляет примерно 0,5 года при глубине разработки 100 м и 2,5 года при глубине 700 м [17].

При диагональном расположении здания или сооружения относительно линии простирания пласта дополнительно могут возникать деформации земной поверхности в виде скручивания S или снашивания γ, мм/м.

Скручивание в точках мульды сдвижения — это отношение разности наклонов параллельных до деформации границ квадратной площадки к ее стороне. Снашивание в точках мульды сдвижения — это величина изменения прямого (до деформации) угла квадрата, стороны которого параллельны и перпендикулярны линии простирания пласта.

В качестве воздействий на здания и сооружения принимаются:

- при имеющихся календарных планах развития горных работ — максимальные ожидаемые величины сдвижений и деформаций;
- при отсутствии календарных планов горных работ — вероятные величины сдвижений и деформаций.

Во всех случаях при прогнозе деформаций поверхности учитываются планируемые особенности подготовки и развития горных работ в свите пластов, способы управления горным давлением, число одновременно разрабатываемых пластов и наличие целиков у крупных нарушений, а также у технических границ шахтных полей.

Ожидаемые (вероятные) деформации земной поверхности определяют горные инженеры-маркшейдеры по специальным методикам. При этом точность существующих способов прогноза деформаций земной поверхности колеблется в достаточно широких пределах: оседания – до 30 %, наклонов 60 %, относительных горизонтальных деформаций растяжения-сжатия – 60 % и т.п. [5].

Расчетные значения деформаций земной поверхности, учитываемые в проекте как факторы нагрузки, определяются умножением ожидаемых или вероятных значений деформаций земной поверхности на соответствующие коэффициенты n, которые принимают по *табл. 15.2*. Коэффициенты n учитывают, кроме всего прочего, и достаточную условность маркшейдерских прогнозов, поэтому их нельзя в полной мере отождествлять с коэффициентами надежности по нагрузке γ_f, которые обычно учитывают только естественный разброс величины воздействия. В данном случае мы оцениваем не только неопределенность в свойствах неоднородной толщи горных пород, но и фактор неточности наших знаний.

Анализ *табл. 15.2* указывает на достаточно парадоксальный, на первый взгляд, подход СНиП 2.01.09-91 [12], который для ожидаемых, т.е. более точно предсказываемых, деформаций предлагает значения n, увеличенные по сравнению с вероятными деформациями. По-видимому, дело здесь в том, что сами вероятные значения сегодня предсказываются с большим запасом.

Коэффициенты n меньше единицы следует учитывать при расчете зданий и сооружений на одновременное действие максимальных деформаций земной поверхности двух видов и более в том случае, когда уменьшение значения деформации какого-либо вида может ухудшить условия работы конструкций.

Таблица 15.2

Виды сдвижений и деформаций	Коэффициент n		
	обозначение	для расчета деформаций	
		ожидаемых	вероятных
Оседание η	n_η	1,2(0,9)	1,1 (0.9)
Горизонтальное сдвижение ξ	n_ξ	1,2 (0,9)	1,1 (0.9)
Наклон i	n_i	1,4(0.8)	1,2 (0.8)
Относительная горизонтальная деформация растяжения или сжатия ε	n_ε	1,4(0,8)	1,2 (0,8)
Кривизна ρ	n_ρ	1,8 (0,6)	1,4 (0,6)
Уступ h	n_h	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Скручивание s	n_s	1,8	1,4
Снашивание γ	n_γ	1,4	1,2

При расчете зданий и сооружений на воздействия деформации земной поверхности СНиП 2.01.09-91 [12] требует вводить соответствующие коэффициенты условий работы m, принимаемые при выполнении горных работ на глубине до 500 м по *табл. 15.3*, а на глубине более 500 м — равными единице.

Таблица 15.3

	Обозначение	при длине здания или сооружения l, м		
		до 15	15-30	св. 30
Относительная горизонтальная ε	m_ε	1,0	0,8 ,	0,7
Наклон i	m_i	1,0	0,8	0,7
Кривизна ρ	m_ρ	1,0	0,7	0,5
Скручивание s	m_s	1,0	0,7	0,5
Снашивание γ	m	1,0	0,8	0,7

Примечания.
1. При рассмотрении поперечного сечения здания (сооружения) за l следует принимать его ширину.
2. Для круглого в плане сооружения за l следует принимать его внешний диаметр.
3. Для сооружения башенного типа при l<15м следует принимать m_i= 1,5.
4. Для подкрановых путей мостовых кранов, имеющих длину 60 м, следует принимать m_i = 0,5.

Здесь следует заметить, что коэффициенты m не в полной мере являются коэффициентами условий работы γ_c в привычном понимании этого понятия. Коэффициенты γ_c обычно занимают место множителя при значениях рас-

четного сопротивления, а в данном случае коэффициенты *m* являются множителями при нагрузочном эффекте.

В зависимости от горно-геологических условий схему вертикальных перемещений земной поверхности при подработке обычно представляют упрощенно в виде параболического цилиндра с радиусом в вершине, равным *R*, или смещения основания параллельно начальной горизонтальной поверхности с образованием вертикального уступа высотой *h* (*рис. 15.4*).

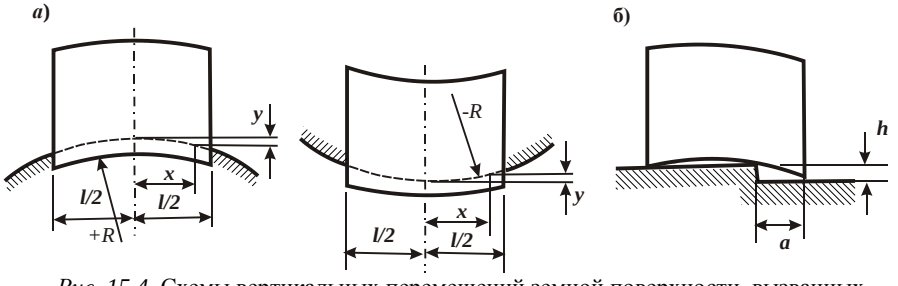


Рис. 15.4. Схемы вертикальных перемещений земной поверхности, вызванных кривизной (*а*) или образованием уступа (*б*)

При первой расчетной модели:

- перемещение любой точки основания *y* относительно оси здания (сооружения) или его отсека определяется по формуле

$$y = \frac{n_p m_p x^2}{2R}, \tag{15.1}$$

где *x* — расстояние от рассматриваемой точки до центральной оси здания или сооружения;

- разность перемещений Δy двух точек основания здания (сооружения), вызванная кривизной земной поверхности, определяется по формуле

$$\Delta y_p = n_p m_p \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R}, \tag{15.2}$$

где x_1, x_2 — расстояния от рассматриваемых точек основания до соответствующей центральной оси здания (сооружения) или его отсека;

- угол наклона в любой точке основания i_p, вызванный деформациями земной поверхности, определяется по формуле

$$i_p = \pm n_p m_p \frac{x}{R}. \tag{15.3}$$

При второй расчетной модели направление линии уступа принимают по простиранию пластов полезных ископаемых. Расчетное местоположение уступа в плане здания (сооружения) следует принимать таким, при котором возникают наибольшие усилия в несущих конструкциях или наибольший крен здания (сооружения).

Схема горизонтальных перемещений земной поверхности принимается упрощенно в виде линейных треугольных эпюр с нулевой точкой, распо-

ложенной в центре здания (сооружения). Перемещение любой точки основания Δl относительно соответствующей центральной оси здания (сооружения) или его отсека (*рис. 15.5*), вызванное горизонтальными деформациями (растяжением-сжатием) следует определять по формуле

$$\Delta l = \pm n_\varepsilon m_\varepsilon \varepsilon x \,. \qquad (15.4)$$

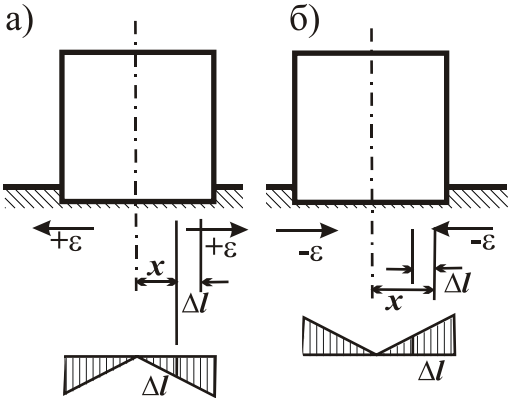


Рис. 15.5. Схемы к расчету перемещений точек земной поверхности под воздействием горизонтальных деформаций: а — растяжения; б — сжатия

Карстовые провалы

Карст это совокупность процессов и явлений, связанных с деятельностью воды и выражающихся в растворении горных пород и образовании в них пустот, а также своеобразных форм рельефа (колодцы, шахты, провалы, воронки).

Основными и наиболее распространенными поверхностными карстовыми деформациями являются провалы и оседания. Основную опасность для большинства зданий и сооружений представляют провалы, защита от которых требует применения специальных методов проектирования и расчета.

Размер карстового провала в плане (расчетный диаметр) является основным исходным параметром для проектирования противокарстовой конструктивной защиты. Этот размер может достигать десятков метров (*рис. 15.5*).

Положение и размеры возможных провалов при наличии необходимых исходных данных оцениваются расчетными методами, основывающимися на детерминистических моделях, с использованием в случае необходимости методов моделирования [29].

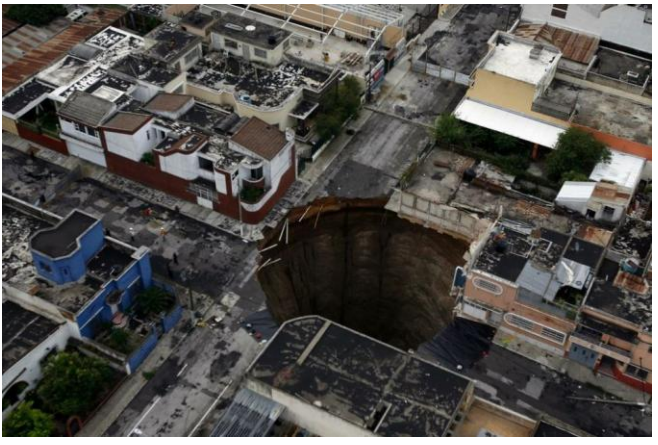


Рис. 15.6. Гигантский карстовый провал в Гватемале

Определение диаметра карстового провала осуществляется из условия равновесия круглоцилиндрического столба грунта, зависающего над карстовой полостью определенного размера. Вес столба уравновешивается суммарным трением, действующим по его боковой поверхности (см. *рис.15.7*).

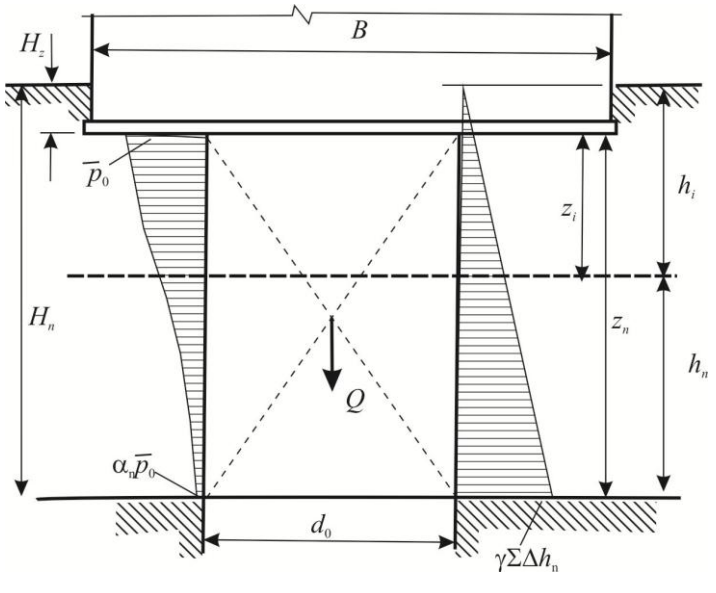


Рис.15.7. Расчетная схема для определения диаметра карстового провала

В расчете учитывается равномерно распределенная нагрузка от одного или нескольких сооружений, расположенных в пределах зоны влияния, их форма и размеры в плане, глубина заложения фундаментов H_z, взаимное расположение сооружения и провала на плане территории.

Диаметр провала определяется по формуле

$$d_0 = 4\frac{\sum\left(c_j h_j\right)+\sum\Delta f_j}{q_i}, \qquad (15.5)$$

где h_j - толщина j-го слоя грунта с заданными значениями удельного сцепления c_j, угла внутреннего трения φ_j, удельного веса γ_j;

$$\Delta f_j = \left(\alpha_j p_0 + \sum_{i<j}\left(\gamma_i \Delta h_i\right) + \gamma_j \Delta h_j / 2\right) k_j \operatorname{tg}\varphi_j \Delta h_j; \quad k_j = 1-\sin\varphi_j;$$

$$q_j = \alpha_j p_0 + \gamma_j \Delta h_j + \sum_{i<j}\left(\gamma_i \Delta h_i\right);$$

α - коэффициент распределения напряжений по глубине основания, принимаемый по табл.2 Руководства [3]; *i*-й номер слоя грунта, залегающего над *j*-м слоем; q_i - среднее давление под подошвой фундамента, вычисляемое с учетом природного давления в грунте. Суммирование производится до глубины кровли H_n карстующихся пород.

Диаметр воронки на ее верхнем срезе определяется по формуле

$$d_e = 2\left[\frac{\sum y_i}{n} + \sqrt{\left(\frac{\sum y_i}{n}\right)^2 - \frac{\sum y_i^2}{n} + \frac{d_0^2 S_{obs}}{4\sqrt{\Delta h_i}}}\right], \qquad (15.6)$$

где *n* - количество рассчитываемых элементарных слоев грунта;

S_{obs} - видимая глубина провала, принимаемая равной высоте полости, свободной от плотного заполнителя; Δh_i - толщина элементарных слоев грунта, которую рекомендуется принимать равной 0,1-0,25 м;

d_0- диаметр провала; y_i - ордината поверхности устойчивого склона борта провальной формы на глубине h_i, вычисляемая по формуле

$$y_i = \sum \frac{\Delta h_i}{\operatorname{tg}\varphi_i + c_i / \left(p_0 + \sum \gamma_i \Delta h_i\right)}.$$

.При этом очертание устойчивого склона борта провальной воронки определяется в прямоугольной системе координат *h-y* с началом в произвольной точке на земной поверхности или под фундаментом сооружения.

15.2. Удары транспортных средств

Удары транспортных средств (автомобилей, летательных аппаратов), которые могут происходить в аварийных ситуациях, создают большие нагрузки на те конструкции, которые оказались подверженными удару. Определение таких нагрузок связано с необходимостью решения сложной задачи взаимодействия конструкции с разрушающимся транспортным средством. Такая задача чрезвычайно сложна и, кроме того, имеет множество неопределенных параметров. Поэтому на практике идут по пути некоторой (часто

очень грубой) схематизации, и ограничиваются оценочными ответами на следующие основные вопросы:

- какова сила удара и как она направлена;
- в каком месте приложена эта сила;
- каковы размеры «пятна» передачи нагрузки;
- каким образом нагрузка и пятно ее распространения меняются во времени.

Некоторые из этих вопросов могут вообще не иметь точного ответа и оценки приобретают характер «решения в запас», ответ на другие вопросы дается на основании обработки результатов теоретических или экспериментальных исследований.

Одним из простейших, однако достаточно точным теоретическим подходом является схематизация явления в виде продольного удара идеального упругопластического стержня об абсолютно жесткую преграду (*рис. 15.8*).

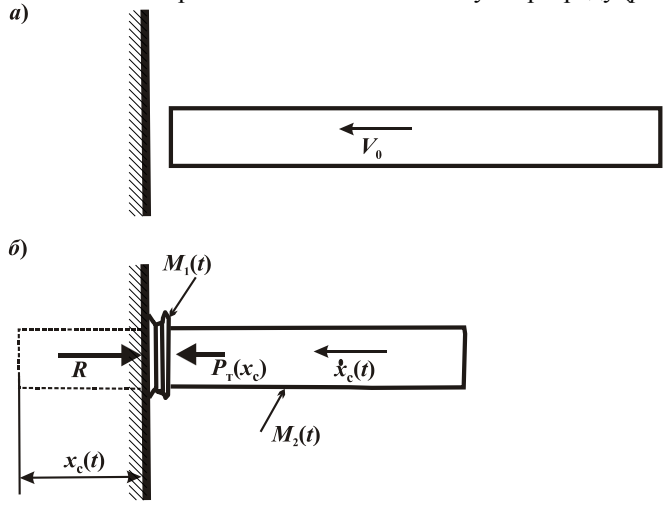


Рис. 15.8. Схема удара упругопластического стержня об жесткую преграду

Следуя анализу работы [24], в которой эта схема была предложена для анализа нагрузок при ударе самолета, будем рассматривать случай, когда стержень имеет переменные по длине погонную массу $m(x)$ и предельную разрушающую нагрузку $P_T(x)$.

При ударе по нормали в абсолютно жесткую преграду происходит постепенное смятие передней части стержня. Обозначим длину смятой части через $x_c(l)$. В произвольный момент времени стержень можно разделить на две области (*рис. 15.8, б*): смятую часть 1, примыкающую к преграде и имеющую скорость $\dot{x}_1 = 0$, и неразрушенную часть 2, движущуюся со скоростью $\dot{x}_2(t) \equiv \dot{x}_c(t)$. Масса области 1 определяется как

$$M_1(t) = \int_0^{x_c} m\ x_c\ \mathrm{d}x_c = \int_0^{t} m\ x_c\ t\ \ \dot{x}_c\ t\ dt\,, \qquad (15.7)$$

а области *2*

$$M_2(t) = M_c - M_1(t), \tag{15.8}$$

где M_c — общая масса стержня.

При поступательном движении стержня каждая из этих областей может рассматриваться как точка переменной массы, дифференциальное уравнение движения которой имеет вид

$$\frac{dQ_1}{dt} = F_i^e + u\frac{dM_i}{dt} \quad (i = 1, 2), \tag{15.9}$$

где Q_i — количество движения i-й области (i =1, 2); F_i^e — главный вектор приложенных к ней внешних сил; $M_i(t)$ — масса i-й области; u — абсолютная скорость присоединяющихся к ней (или отделяющихся) частиц в момент, предшествующий присоединению (отделению).

В частности, для области 1 имеем (см. *рис. 15.8*): $Q_1 = 0$; $F_i^e = R - P_ф(x)$; $u_x = -\dot{x}_c$; $dM_1/dt = \dot{x}_c\, m(x_c)$. Подставляя эти значения в (15.9), получаем для нагрузки уравнение

$$R(t) = P_ф\ x_c\ t\ + \dot{x}_c^2\ t\ m\ x_c\ t\ . \tag{15.10}$$

Входящие в него функции $x_c(t)$ и $\dot{x}_c\ t$ можно определить, рассмотрев движение стержня в целом. Он имеет постоянную массу, поэтому второе слагаемое в правой части уравнения (15.9), примененного к такой системе, обращается в нуль; количество движения $Q = M_1\dot{x}_1 + M_2\dot{x}_2 \equiv M_2\dot{x}_2$, главный вектор внешних сил $F_x^e = R$. Подстановка в (15.9) с учетом (15.10) приводит к уравнению

$$\ddot{x}_c = P_ф x_c\ t\ /M_2\ x_c\ . \tag{15.11}$$

В момент времени t = 0 (соударение стержня с преградой) $x_c(0)=0$; $\dot{x}_c\ 0 = -V_0$. Интегрируя (15.11) с этими начальными условиями, получаем все необходимые для нахождения $x(t)$ зависимости:

$$t = \int_0^{x_c} \frac{dx_c}{\sqrt{V_0^2 - 2F(x_c)}}, \tag{15.12}$$

где

$$F(x_c) = \int_0^{x_c} \frac{P_T(x_c)\,dx_c}{M_2(x_c)}. \tag{15.13}$$

Скорость равна

$$\dot{x}_c = \sqrt{V_0^2 - 2F(x_c)}\,. \tag{15.14}$$

Нагрузка, рассчитанная таким образом, близка к установленной экспериментально [19]. Следует, однако, заметить, что нагрузка при ударе реального транспортного средства зависит от многих случайных и неопределенных факторов (конструкционные особенности, масса и скорость в момент удара, угол соударения с конструкцией и пр.). Поэтому чрезмерное усложнение расчетов с целью уточнения нагрузки при какой-то одной реализации этих условий вряд ли целесообразно. Поэтому в проектной практике нагрузки принимаются по упрощенной аппроксимации. Именно такие результаты представлены в нормативных документах.

Наезды автомобилей

Наезды автомобилей на конструкции, расположенные поблизости от дороги, являются достаточно типичными аварийными событиями, а следы воздействия ударов автотранспорта о края ворот или колонны проходящих над дорогой путепроводов хорошо видны на любом более или менее долго эксплуатировавшемся объекте. Нормы проектирования мостов [11] предусматривают, что элементы ограждений проезжей части должны быть рассчитаны на горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава независимо от числа путей или полос движения на мосту, равную:

а) от воздействия нагрузки класса АК:

для сплошных жестких железобетонных парапетных ограждений — в виде поперечной нагрузки 129,8 кН (13,2 тс), распределенной по длине 1 м и приложенной к ограждению на уровне 2/3 высоты ограждения (от поверхности проезда);

для бордюров — в виде поперечной нагрузки 64,9 кН (6,6 тс), распределенной по длине 0,5 м и приложенной в уровне верха бордюра;

для консольных стоек полужестких металлических барьерных ограждений (при расстоянии между стойками от 2,5 до 3,0 м) — в виде сосредоточенных сил, действующих одновременно в уровне направляющих планок и равных:

поперек проезда — 48,51 кН (4,95 тс);

вдоль — 26,95 кН (2,75 тс).

Для металлических барьерных ограждений при непрерывных направляющих планках нагрузку, действующую вдоль моста, допускается распределять на четыре расположенные рядом стойки.

б) от воздействия нагрузки класса АБ (в мостах на дорогах промышленных предприятий) — в виде равномерного давления, приложенного к верхней части ограждения (парапета или бордюра) на прямоугольных площадках, имеющих размеры по высоте и длине, указанные в *табл. 15.4.*

Таблица 15.4

Класс	Равнодействующая нагрузки, кН (тс)	Размеры площадки, см	
		высота, см	ширина
АБ-51	100 (10,2)	20	45
АБ-74	145 (14,8)	25	50
АБ-151	296 (30,2)	30	60

Указанные нагрузки описывают случайные удары автотранспортных средств при регулярном движении, но не относятся к аварийным ситуациям, которые СНиП [11] не рассматривает. Для аварийных ударов (*рис. 15.9*) значения нагрузок оказываются значительно большими. Соответствующие рекомендации можно найти в Еврокоде-1 [21], их содержание приведено ниже.



Рис. 15.9. Аварийный удар по мосту

Еврокод-1 определяет расчетные воздействия от наезда автотранспортных средств на конструктивные вертикальные элементы (колонны, стены, края въездных проемов и т.п.) значениями, представленными в *табл. 15.5.*

Таблица 15.5

Тип трассы	Транспортное средство	Сила $F_{d,x}$, кН	Сила $F_{d,y}$, кН
Автострада	Грузовики	1000	500
Городская улица	Грузовики	500	250
Дворовые проезды	Легковые автомобили	50	25
	Грузовики	150	75
Парковки, гаражи	Легковые автомобили	40	25

Компоненты сил $F_{d,x}$ (вдоль направления движения) и $F_{d,y}$ (поперек направления движения) не должны рассматриваться одновременно. При уда-

рах легкового автотранспорта о вертикальные элементы результирующая сила столкновение F прикладывается на высоте 0,5 м над дорожным покрытием (*рис. 15.6*). Область действия силы образует пятно высотой 0,25 м и шириной 1,50 м (но не более ширины конструктивного элемента). Для воздействия грузовиков результирующая сила столкновения F должна прикладываться на высоте 1,25 м выше уровня дороги (см. *рис. 15.6*). Область действия силы — 0,5 м (высота) и 1,50 м (ширина), но не более размеров препятствия.

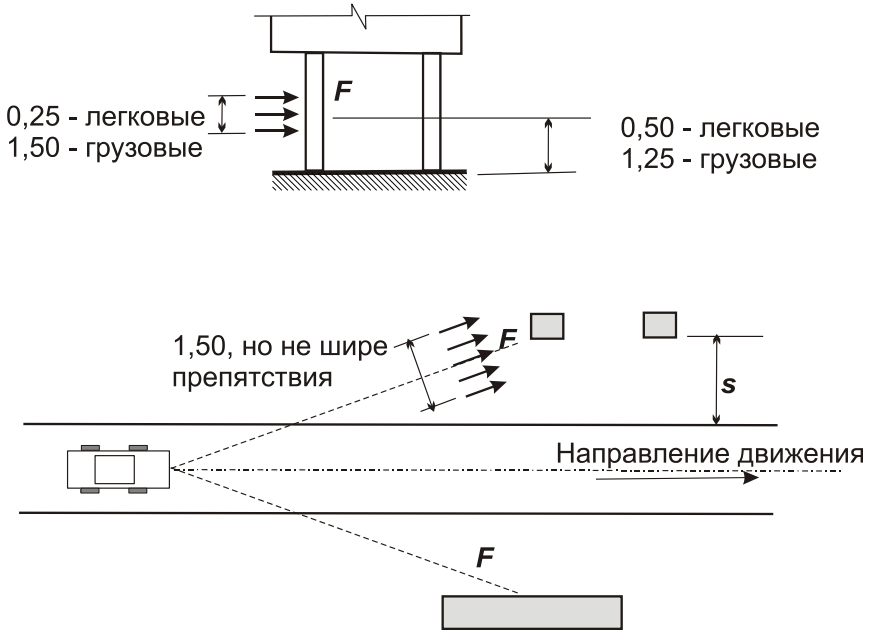


Рис. 15.10. Схема приложения нагрузок от ударов автотранспорта о вертикальные конструктивные элементы

Для горизонтально расположенных элементов конструкций удары прикладываются по схеме, представленной на *рис.* 15.11. Значение силы удара F корректируется с помощью множителя r, который принимается $r = 0{,}5$ при высоте $0 \le h \le 5$ м, $r = 0$ при $h = 6$ м и по интерполяции при 6 м $\le h \le 5$ м.

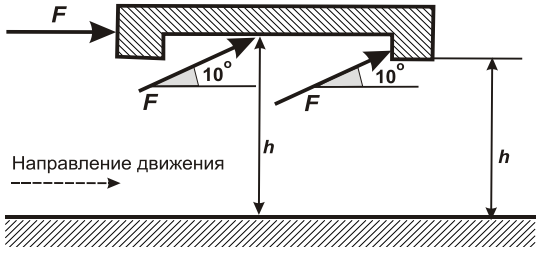


Рис. 15.11. Схема приложения нагрузок от ударов автотранспорта о горизонтальные конструктивные элементы

Воздействия подвижного состава железных дорог и навала судов

Случайные аварийные воздействия подвижного состава железных дорог на близко расположенные конструкции мостов или других сооружений, расположенных вблизи железнодорожного пути (*рис. 15.12*), Еврокод-1 [21] рекомендует представлять эквивалентными статическими нагрузками, значения которых приведены в *табл. 15.6*.



Рис. 15.12. Аварийный удар железнодорожного состава

Таблица 15.6

Расстояние s от конструкции до оси ближайшего пути, м	Сила $F_{d,x}$ (вдоль пути), кН	Сила $F_{d,y}$ (поперек пути), кН
Сплошные стенки $s < 3$ м	0	1500
Прерывистые стенки $s < 3$ м:		
первый элемент:	10000	3500
другие элементы	4000	1500
$3 \text{ м} \le s \le 5$ м	4000	1500
$s > 5$ м	0	0

Приведенные в *таблице 15.6* горизонтальные статические эквивалентные силы соответствуют железным дорогам с разрешенной скоростью до 120 км/ч. Если максимальная разрешенная скорость не превышает 50 км/ч, то указанные силы умножаются на 0,5.

Силы $F_{d,x}$ и $F_{d,y}$ прикладываются на высоте 1,8 м выше уровня железнодорожного пути и не рассматривают одновременно. Они считаются распределенными по площади высотой 1 м и шириной 2 м.

Отметим, что приведенные в СНиП 2.05.03-84* [11] нагрузки от ударов рельсового транспорта имеют на порядок меньшие значения, поскольку рассматривается не аварийная, а штатная ситуация. Таково же соотношение между нагрузками от навала судов по СНиП 2.05.03-84* (см. *табл. 15.7*) и нагрузками от ударов судов по Еврокоду, значения которых для речных судов при отсутствии демпфирующих устройств представлены в *табл. 15.8*.

Таблица 15.7

Класс внутренних водных путей	Нагрузка на опоры мостов от навала судов, кН (тс)			
	вдоль оси моста со стороны пролета		поперек оси моста со стороны	
	судоходного	несудоходного	верховой	низовой, или, при отсутствии течения, - верховой
I	1570 (160)	780 (80)	1960 (200)	1570 (160)
II	1130 (115)	640 (65)	1420 (145)	1130 (115)
III	1030 (105)	540 (55)	1275 (130)	1030 (105)
IV	880 (90)	490 (50)	1130 (115)	880 (90)
V	390 (40)	245 (25)	490 (50)	390 (40)
VI	245 (25)	147 (15)	295 (30)	245 (25)
VII	147 (15)	98 (10)	245 (25)	147 (15)

Для морских судов Еврокод-1 дает рекомендации, приведенные в *табл. 15.9*. Если удар о стенку происходит под углом θ, то необходимо рассматривать компоненты: перпендикулярно стенке: $F_{d,y} = F_d \sin\theta$; вдоль стенки: $F_{d,x} = f F_d \sin\theta$, где F_d – сила столкновения при $\theta = 90°$; $f = 0{,}4$ — коэффициент трения.

Таблица 15.8

Класс CEMT[1)]	Длина судна L, м	Масса, т	Масса перевозимого груза, т	Сила F_d, кН
I	30-50	200-400	300	4000
II	50-60	400-650	500	5000
III	60-80	650-1000	800	6000
IV	80-90	1000-1500	1300	7000
Va	90-110	1500-3000	2300	11000
Vb	110-180	3000-6000	4600	15000
VIa	110-180	3000-6000	2300	11000
VIb	110-190	6000-12000	4600	15000
VIc	190-280	10000-18000	6900	22000
VII	300	14000-27000	6900	22000

[1)] CEMT — классификация, принятая Конференцией министров транспорта ЕЭС .

Таблица. 15.9

Класс корабля	Длина L, м	Масса, т	Сила F_d, кН
Малый	50	3000	15000
Средний	100	10000	25000
Большой	200	40000	40000
Очень большой	300	100000	80000
Примечание. Силы F_d соответствуют скорости приблизительно 2,0 м/с			

Точка приложения силы удара зависит от геометрии конструкции и размера судна. Как наиболее неблагоприятная может приниматься точка расположения равнодействующей силы удара в пределах от 0,05L ниже и 0,05L выше ватерлинии. Воздействия распределяются по области высотой 0,05L и шириной 0,1 L, если только проверяемая конструкция не имеет меньшие размеры (L — длина корабля).

Аварийные воздействия от падения самолетов

При авиакатастрофах могут наблюдаться очень большие значения воздействия на конструкции. Часто различают нагрузку от удара в здание фюзеляжа самолета (легкодеформируемая конструкция) и от удара твердого обломка типа моторной группы.

Нагрузки от падения самолетов рассматривались главным образом применительно к проблеме проектирования атомных станций [1], и для этих целей собраны достаточно представительные данные. Достаточно типичным является график изменения нагрузки и размеров пятна соударения, показанный на *рис. 15.13*, где приведено также сопоставление с расчетными данными.

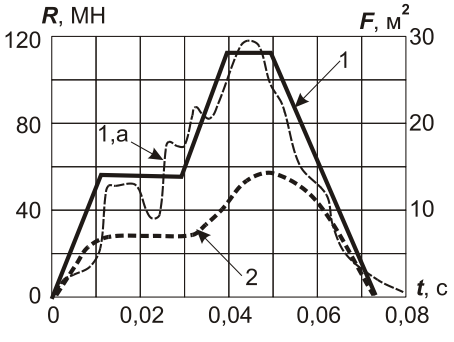


Рис. 15.13. Нагрузка на строительные конструкции при ударе истребителя «Фантом» с массой 20 т и скоростью 215 м/с: 1 — расчетная нагрузка; 1а — нагрузка согласно (15.9)—(15.11); 2 — площадь пятна удара

Графики изменения нагрузки от удара самолетов других типов, предлагаемые для использования в проектной практике проектом нормативного документа [23], показаны на *рис. 15.14.*

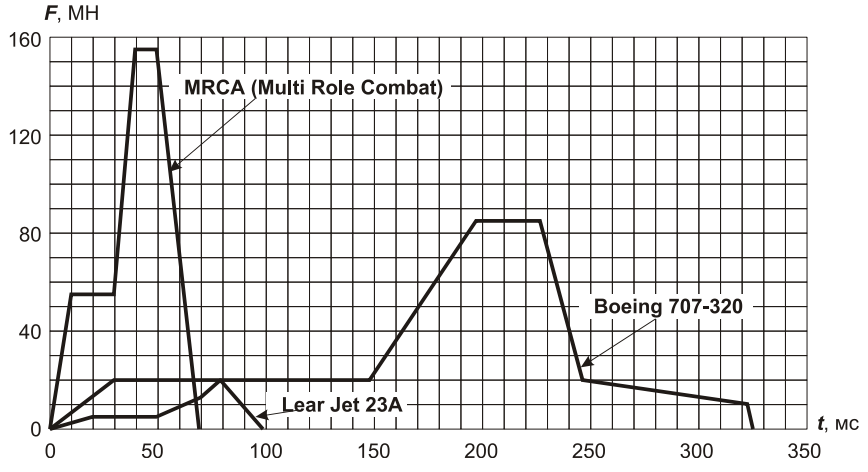


Рис. 15.14. Нагрузки от удара самолетов некоторых распространенных типов

Однако следует иметь в виду, что даже для самолетов одного и того же типа скорость падения V_0, а также масса M_0, зависящая от загрузки, количества топлива, вооружения и т. п., могут оказаться различными. Так, например, при авиакатастрофах с самолетами «Фантом» их масса составляла от 12 до 22 т, а скорость от 90 до 240 м/с [1].

Зависимость нагрузки на строительные конструкции при ударе самолета этого типа от его скорости и массы показана на *рис. 15.15*. Как видно, при больших скоростях соударения (*рис. 15.15,а,б)* законы изменения нагрузок, отвечающие различным массам, подобны. При меньших скоростях соударений с конструкцией (*рис. 15.15*, *в, г*) такое подобие законов изменения нагрузки уже не имеет места, однако для максимальных величин нагрузки это соотношение продолжает удовлетворительно выполняться. Именно это дало возможность создать относительно общие рекомендации для выполнения практических расчетов.

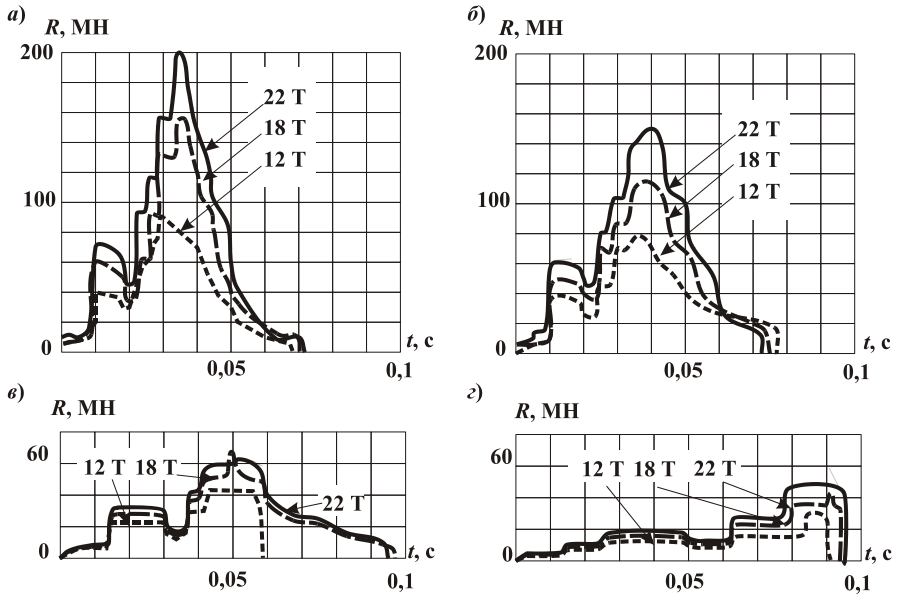


Рис. 15.15. Зависимость нагрузки на строительные конструкции при ударе истребителя «Фантом» от скорости и массы самолета:
а — при скорости 240 м/с; *б* —при скорости 215 м/с;
в — при скорости 150 м/с; *г* — при скорости 90 м/с

Вероятностные модели

Расчет на ударные воздействия при авариях транспортных средств часто выполняется с целью оценки риска и обеспечения безопасности. При этом используются вероятностные модели таких воздействий [23]. Ниже в качестве примера рассмотрены автомобильные удары.

Если ударяющее тело (автомобиль, самолет) представить в виде системы с одной степенью свободы, обладающей некоторой эквивалентной жесткостью k и массой m, то максимально возможная сила удара определяется как

$$F_c = V_c\sqrt{km}\,, \tag{15.15}$$

где V_c — скорость тела при ударе.

С помощью выражения (15.15) функция распределения нагрузки F_c для малых вероятностей может быть определена следующим образом [23]:

$$\mathrm{P}_f\left\{F_c > X\right\} = P_f\left(T\right) = nT\lambda\iint P\left[V_c\sqrt{mk} > X\right] f_s(y)dxdy\,. \tag{15.16}$$

В этом выражении использованы следующие обозначения:

n — число средств передвижения в единицу времени (интенсивность движения);

T — период, для которого оценивается вероятность;

$\lambda = \lambda(x, t)$ — интенсивность отказа (аварийность) как функция координаты вдоль трассы x и времени t. Зависимость от x выражает изменчивость обстоятельств вдоль трассы (например, повороты или прямые участки), зависимость от времени указывает различия между летом и зимой, днем и ночью и т.д. При этом, хотя $\lambda(x, t)$ зависит от x и t, ее размерность [1/длина];

f_s (y) — распределение начального положения тела в направлении y (поперек трассы).

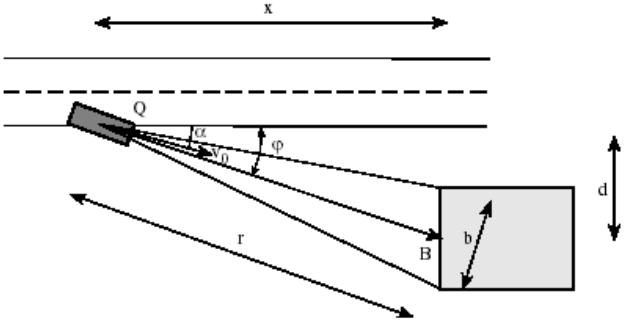


Рис. 15.16. Схема к автомобильной аварии

Таблица 15.10

Переменная	Определение	Тип распределения	Математическое ожидание	Стандарт
λ	Аварийность	Детерминированное	10^{-10} м$^{-1}$	—
α	Угол отклонения от трассы	Релея	10°	10°
V_c	Скорость:			
	- на автотрассе	Логнормальное	80 км/ч	10 км/ч
	- на улице	Логнормальное	40 км/ч	7 км/ч
	- во дворе	Логнормальное	15 км/ч	6 км/ч
	- при парковке	Логнормальное	10 км/ч	5 км/ч
a	Замедление	Логнормальное	4 м/с^2	1,3 м/с^2
k	Жесткость	Логнормальное	300 кН/м	60 кН/м

Для автомобильного движения формула (15.13) преобразуется к виду

$$P_f\{F_c > X\} = nT\lambda\Delta x P\left[\sqrt{mk\left(v_c^2\right) - 2ar} > X\right], \qquad (15.17)$$

где a — ускорение торможения (замедления движения);

$r = d/\sin\alpha$ – расстояние от аварийной точки, "точки удара" (*рис. 15.16*);

d — расстояние от конструкции до дороги;

α — угол между курсом столкновения и осью дороги;

Параметры входящих в (15.14) случайных переменных приведены в *табл. 15.10.*

15.3. Воздействие промышленных взрывов

Взрывом называют процесс быстрого выделения большого количества энергии, вызванного внезапным изменением состояния вещества или его параметров. Изменение состояния, как правило, связывается с быстропротекающими химическими или ядерными реакциями, а изменение параметров может быть вызвано разрушением сосудов высокого давления. Различают детонационные и дефлаграционные взрывы.

Детонационный взрыв характерен, прежде всего, для твердых ВВ (тротила, динамита и т. п.), но возможен также в облаках газо- и паровоздушных смесей (при истечении в атмосферу ацетилена и водорода, а также при образовании смесей кислорода с газообразными углеводородами). При детонации процесс горения распространяется по веществу со сверхзвуковой скоростью, и после окончания детонации от границы облака взрыва также со сверхзвуковой скоростью начинает двигаться воздушная ударная волна. В момент прохождения ее фронта через какую-либо точку на местности давление воздуха практически мгновенно повышается на $\Delta p_{\text{ф}}$ сверх атмосферного давления p_0 (*рис. 15.12*). Затем в течение промежутка времени τ_+ давление уменьшается до величины обычного атмосферного давления p_0 («фаза сжатия»), после чего следует «фаза разрежения» τ_-, в которой давление ниже атмосферного.

Точечный взрыв

Для описания взрыва (детонации) заряда промышленного ВВ используют схему точечного взрыва — мгновенного выделения энергии в точке, являющейся центром распространяющейся воздушной ударной волны. При взрыве над поверхностью (воздушный взрыв) первоначально образуется сферическая ударная волна, а при взрыве на грунте (наземный взрыв) — полусферическая волна. В фиксированной точке пространства от проходящей ударной волны давление p в воздухе изменяется со временем по закону, показанному на *рис. 15.17*.

При воздушном взрыве тротилового заряда с массой C избыточное давление на фронте ударной волны определяется по эмпирической формуле Садовского:

$$\Delta p_{\text{ф}} = 0,084\frac{\sqrt[3]{q}}{R} + 0,27\frac{\sqrt[3]{q^2}}{R^2} + 0,7\frac{q}{R^3}; \quad q = K_{\text{вв}}\eta C \text{ , МПа,} \tag{15.18}$$

где коэффициент $K_{\text{вв}}$ учитывает вид ВВ, а коэффициент η учитывает вид взрыва.

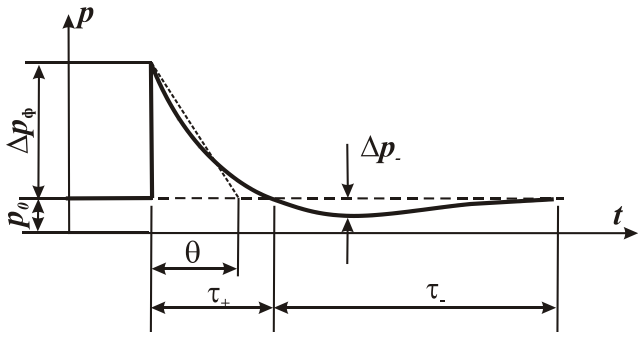


Рис. 15.17. Изменение давления при детонации ВВ

Для тротила (ТНТ) $К_{ВВ}$ = 1; гексогена – 1,31; ТЭНа – 1,39; октогена – 1,28; аммотола – 80/20 0,98; дымного пороха – 0,66; пентолита – 50/50, (ТЭН/ТНТ) – 1,13; оксиликвитов – 0,9 – 1. Для воздушного взрыва η = 1. Для наземного взрыва и средних грунтов – η = 1,3, для плотных суглинков и глин η = 1,6. Приводимые здесь формулы для параметров взрыва перекрывают практический диапазон расчетных давлений $\Delta p_ф$ = 0,01...1,4 МПа. Максимальное давление на поверхности земли при воздушном взрыве зависит от высоты *H,* однако для небольших высот и при *R* > *H* применима формула (15.15). В этом случае, как и при наземном взрыве, ударная волна движется вдоль земной поверхности с вертикальным фронтом.

Продолжительность фазы сжатия определяется по формуле

$$\tau_+ = 1{,}5\cdot 10^{-3}\sqrt[6]{q}\sqrt{R}\ ,\ \text{с}; \qquad (15.19)$$

импульс давления в фазе сжатия

$$i = 4\frac{\sqrt[3]{q^2}}{R}\ ,\ \text{МПа·с/м}^2; \qquad (15.20)$$

максимальное давление разрежения и продолжительность фазы разрежения

$$\Delta p_- = 0{,}03\frac{\sqrt[3]{q}}{R},\ \text{МПа}; \qquad \tau_- = 0{,}16\sqrt[3]{q},\ \text{с}\,. \qquad (15.21)$$

При наземном взрыве тротилового заряда формулы (15.18) – (15.20) приобретают вид:

$$\Delta p_ф = 0{,}1\frac{\sqrt[3]{C}}{R} + 0{,}43\frac{\sqrt[3]{C^2}}{R^2} + 1{,}4\frac{C}{R^3}\ ,\ \text{МПа}; \qquad (15.22)$$

$$\tau_+ = 1{,}7\times 10^{-3}\sqrt[6]{C}\sqrt{R}\ ,\ \text{с}; \qquad (15.23)$$

$$i = 6{,}3\frac{\sqrt[3]{C^2}}{R}\ ,\ \text{МПа·с/м}^2, \qquad (15.24)$$

а формула (15.18) остается без изменения.

Объемный взрыв

При рассмотрении объемных взрывов облака газо- и паровоздушных смесей (ГПВС) иногда исходят из аналогии со взрывами твердых ВВ и пользуются понятием тротилового эквивалента. Однако такой подход верен лишь приближенно при больших расстояниях от взрыва и приводит к серьезным погрешностям при близких взрывах, так как в отличие от взрывов твердых ВВ, являющихся точечными, взрыв облака ГПВС является объемным.

Для объемных детонационных взрывов ГПВС облако можно приближенно представить в виде полусферы, в центре которой инициируется взрыв (*рис. 15.13*). Радиус полусферы $r_0 = 7{,}81V^{1/3}$, где V — объем облака, м^3:

$$V = \frac{22,4 \times 100G}{\mu C_{\text{нкпд}}}, \qquad (15.25)$$

где G — масса выделившегося вещества, кг; μ — молекулярная масса вещества; $C_{\text{нкпд}}$ — нижний объемный концентрационный предел детонации, %.

Вследствие сверхзвукового распространения детонационной волны облако ГПВС к концу детонации не успевает расшириться и практически сохраняет первоначальный объем.

Параметры детонационной волны, которая представляет собой ударную волну, сопровождаемую волной горения, распространяющейся в облаке ГПВС, внутри облака существенно не меняются, а при выходе за пределы облака продукты детонации возбуждают воздушную ударную волну (*рис. 15.18*).

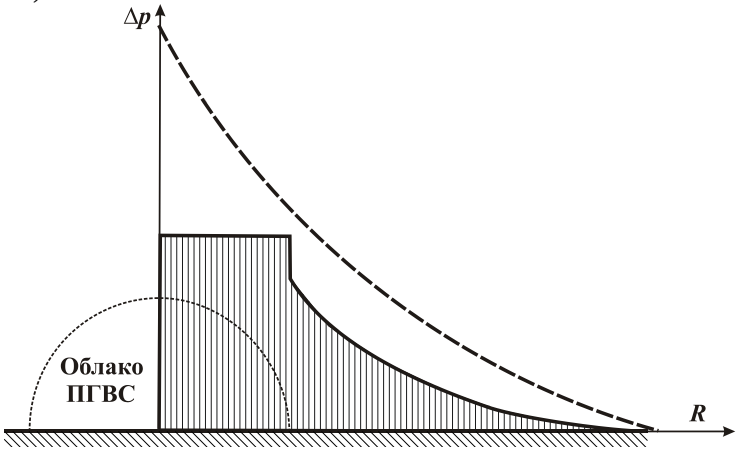


Рис. 15.18. Давление при взрыве ГПВС (сплошная линия) и концентрированном заряде (пунктир)

Характеристики детонационной волны определяются по следующим формулам:

- абсолютное давление на фронте, кПа

$$p_{\text{дет}}=2{,}586(k - 1)q_m, \qquad (15.26)$$

где q_m (кДж/кг) — удельная массовая теплотворная способность, а значение k для смеси углеводородов с воздухом может быть вычислено по приближенной формуле

$$k = \frac{1{,}3}{1{,}85\times10^{-5}\ q_m - 1200\ } + 1; \tag{15.27}$$

- избыточное давление на фронте детонационной волны

$$\Delta p_{\text{дет}} = p_{\text{дет}} - p_0, \tag{15.28}$$

где p_0 — атмосферное давление (нормальное значение 101,3 кПа);

- скорость движения фронта детонационной волны, м/с

$$D_{\text{д}} = \sqrt{2000\ k^2 - 1\ q_m}\ . \tag{15.29}$$

- При достижении детонационной волной поверхности облака ГПВС в окружающем воздухе начинает распространяться воздушная ударная волна. Энергия, кДж, перешедшая в нее,

$$E_{\text{у.в}} = \eta q_m \rho V\ , \tag{15.30}$$

где коэффициент η, характеризует долю энергии взрыва, перешедшую в энергию воздушной ударной волны, а ρ — плотность смеси, в которой на каждый моль горючего вещества приходится точно необходимое для горения число молей кислорода;

- продолжительность фазы сжатия, мс:

$$\tau_+ = 0{,}323\sqrt{2E_{\text{ув}}}\ , \tag{15.31}$$

- давление $\Delta p_{\text{ф}}$, кПа, на фронте воздушной ударной волны зависит от приведенного расстояния, м/кДж$^{1/3}$:

$$\bar{R} = \frac{R}{\sqrt[3]{2E_{\text{ув}}}} \tag{15.32}$$

и определяется по формулам, кПа:

$$\left.\begin{aligned} \Delta p_{\text{ф}} &= \frac{1{,}227\times10^{-6}}{\bar{R}^{4{,}68}} + 0{,}49; && 0{,}05 \le \bar{R} \le 0{,}068 \\ \Delta p_{\text{ф}} &= \frac{4{,}156}{\bar{R}^{1{,}7}}; && 0{,}068 < \bar{R} \le 0{,}31 \\ \Delta p_{\text{ф}} &= \frac{4{,}96}{\bar{R}} + \frac{0{,}974}{\bar{R}^2} + \frac{0{,}146}{\bar{R}^3} && \bar{R} > 0{,}31 \end{aligned}\right\}. \tag{15.33}$$

Для определения параметров детонационной волны, распространяющейся в облаке ГПВС, в работе [1] выполнено сравнение давлений, возникающих при взрыве 100 кг ацетилена, сжиженного под давлением, на фронте детонационной волны внутри облака ГПВС, и воздушной ударной волны вне этого

облака. В этом примере объем облака V=444 м^3, его радиус r_0 = 60 м. Скачок давления на фронте детонационной волны $\Delta p_{дет}$=2420 кПа, а эффективное время действия на расстоянии $R = r_0/2$ = 30 м от центра θ_0 = 0,027 с. Избыточное давление на фронте воздушной ударной волны $\Delta p_ф$=6,2 кПа и продолжительность фазы сжатия τ_+ = 0,37 с. Как видно, давление на фронте детонационной волны в 400 раз больше, чем у ВУВ, а длительность фазы сжатия примерно в 15 раз меньше.

Дефлаграционный взрыв

При дефлаграционных взрывах**,** которые могут наблюдаться в облаках ГПВС, скорость распространения пламени по веществу меньше звуковой и может изменяться в широких пределах (при взрыве в воздухе она составляет примерно 200 м/с). Характер изменения избыточного давления при таком взрыве иной, чем при детонации: его нарастание происходит медленнее и максимальное давление меньше, но продолжительность действия больше. Такое нагружение ближе к статическому, но может оказаться опаснее для строительных конструкций, чем более интенсивная, но кратковременная нагрузка при детонационном взрыве.

Механизм такого взрыва можно описать следующим образом [1]. От места воспламенения ГПВС начинает распространяться фронт пламени. Каждый единичный объем смеси, сгорая, расширяется в σ раз (σ = 6…8). При этом продукты взрыва играют роль сферического поршня, сжимающего окружающую среду. Впереди фронта пламени образуется ВУВ, но в отличие от детонационного взрыва, при котором до окончания детонации фронты пламени и ВУВ совпадают, при дефлаграции между ними имеется слой сжатого газа, в котором все газодинамические параметры (скорость потока, плотность, давление и температура) возрастают в сторону фронта пламени. Интенсивность ВУВ и толщина этого слоя сильно зависят от скорости распространения пламени: с ее возрастанием интенсивность увеличивается, а слой становится тоньше.

После окончания горения происходит дополнительное расширение сжатых ПВ и с этого же момента от контактной поверхности, разделяющей продукты взрыва и воздух, вперед к фронту и назад к центру взрыва начинает двигаться волна разрежения со скоростью, превышающей скорость фронта ВУВ. С того момента, когда волна разрежения догонит фронт, ударная волна принимает «классический» профиль, показанный на *рис. 15.19* (говорят, что ВУВ сформировалась). Если обозначить через $R_н$ радиус облака сгоревших газов в момент окончания горения и до начала расширения ПВ, через $R_{дог}$ — расстояние от центра облака в момент догона, через α — безразмерную скорость распространения пламени:

$$\alpha = w / a_0, \qquad (15.34)$$

где a_0 = 340 м/с — скорость звука в воздухе; w — скорость распространения пламени (обычно w лежит в пределах от 120 до 250 м/с), то при $\alpha \geq 0{,}5$ на

расстояниях R от центра взрыва, больших $R_н$, но меньших $R_{дог}$, профиль волны избыточного давления имеет характерный вид, показанный на *рис. 15.19*: на ударном фронте оно скачком повышается на величину $\Delta p_ф$, после чего увеличивается до максимального значения Δp_{max}, соответствующего моменту прихода волны разрежения; после этого давление падает, причем характер его уменьшения зависит от положения точки по отношению к полусфере, ограничивающей объем ПВ, т.е. от приведенного (безразмерного) расстояния $R^0 = R / R_н$.

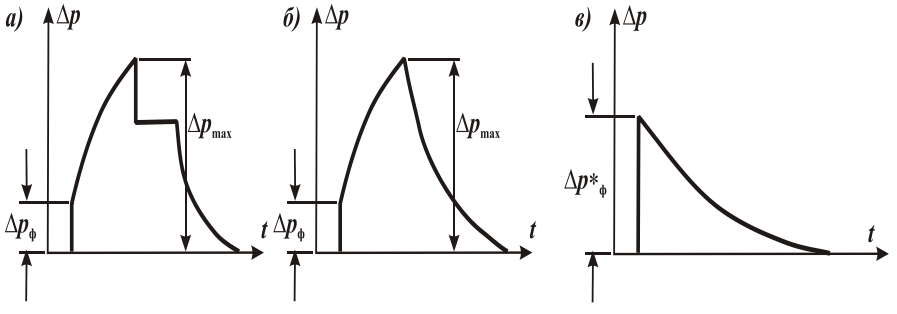


Рис.15.19. Изменение давления при дефлаграционном взрыве ПГВС: *а* – в пределах объема продуктов сгорания ($R^0 \le R_н$); *б* – за пределами объема продуктов сгорания при $R_н \le R^0 \le R_{дог}$; *в* – то же, но при $R^0 > R_{дог}$.

Действие воздушной ударной волны на сооружение

Нагрузки на сооружение от действия взрывной ударной волны определяются с учетом ее взаимодействия с преградой (отражения, обтекания, затекания). Методы определения параметров ВУВ и создаваемых ею нагрузок на сооружения при взрывах твердых ВВ разработаны достаточно подробно и имеются в нормативной и справочной литературе.

При встрече ударной волны с жесткой преградой происходит ее отражение и навстречу падающей волне начинает распространяться волна отражения (*рис. 15.20*). Давление на преграду при этом увеличивается более чем вдвое, так как сверх давления сжатого в волне воздуха воздействует заторможенный поток воздуха за фронтом, создающий добавочный скоростной напор.

При взрыве заряда ВВ в точке **С** на некоторой высоте над преградой в точке А (эпицентре) происходит нормальное отражение (угол падения α равен нулю). При изменении угла падения волны от нуля до некоторого предельного значения α_0 в эпицентральной зоне наблюдается, как показано на *рис. 15.20*, нормальное отражение, в связи с чем эта зона называется зоной регулярного отражения. При углах падения свыше предельного характер отражения существенно меняется. В отраженной волне, распространяющейся в сжатом и нагретом падающей волной воздухе, увеличивается скорость фронта и становится больше скорости фронта падающей волны, в результате

чего точка пересечения **Б** падающей и отраженной волн поднимается над преградой и давление на преграду в этой зоне нерегулярного отражения существенно уменьшается по сравнению с нормальным отражением.

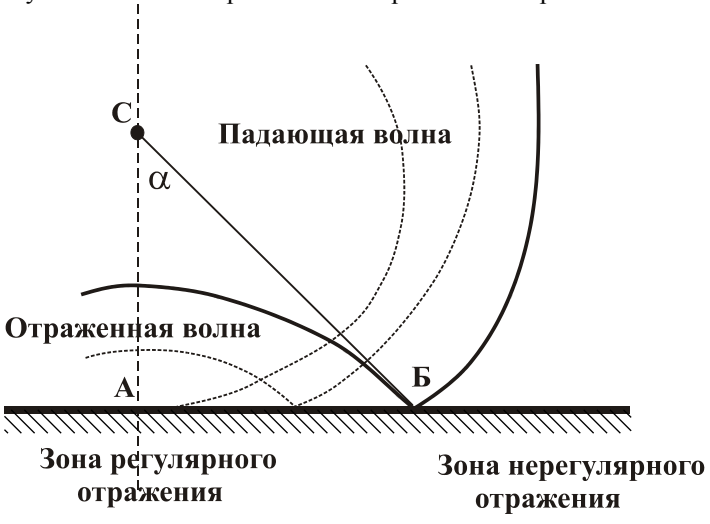


Рис. 15.20. Падающая и отраженная волны

На *рис. 15.21* представлены графики, характеризующие зависимость коэффициента отражения $k = p_{отр}/p_{ф}$. от угла падения α для ударных волн различной интенсивности. Можно отметить следующие характерные особенности графиков:

- радиус зоны регулярного отражения зависит от давления на фронте падающей волны, уменьшаясь по мере увеличения этого давления;
- коэффициент отражения в зоне регулярного отражения при относительно небольших давлениях в падающей волне изменяется мало, и его можно с некоторым запасом принимать постоянным;
- среднее значение предельного угла отражения α_0 можно принять равным 40°.

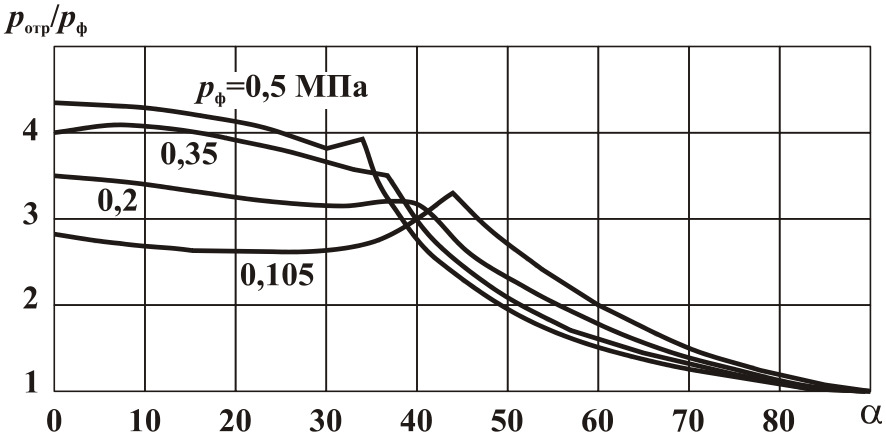


Рис. 15.21. Зависимость коэффициента отражения от угла падения ударной волны

Если взять за основу эти положения, можно предложить простой приближенный способ для определения значений коэффициентов отражения при различных углах падения, согласно которому в зоне регулярного отражения при углах падения до 40° принимается постоянное значение коэффициента отражения, а в зоне нерегулярного отражения величины коэффициентов отражения меняются по линейному закону.

Нагрузки на элементы сооружений возникают в результате взаимодействия с ними воздушной ударной волны. Максимальное давление появляется при нормальном отражении волны от стен. При набегании ударной волны на объект (*рис. 15.22*) он подвергается воздействию нестационарных давлений. Поле давлений зависит от параметров волны, характеристик объекта, размеров и ориентации элементов относительно фронта волны.

Различают две фазы взаимодействия ударной волны с объектом: дифракции и установившегося обтекания. В короткой фазе дифракции в процессе охвата объекта волной нагрузки являются существенно нестационарными. В связи с этим максимальные давления на некоторые элементы значительно превышают давления на фронте волны, однако они быстро убывают, достигая величины, соответствующей второй фазе.

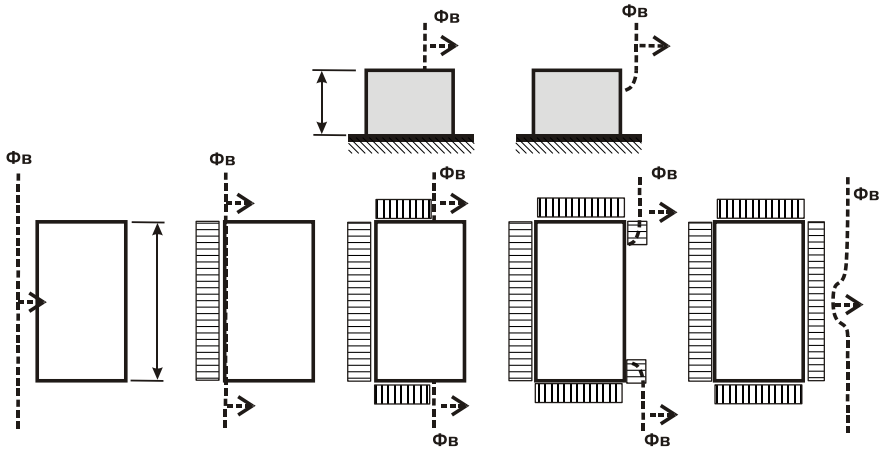


Рис. 15.22. Взаимодействие воздушной ударной волны с прямоугольным сооружением

Нагрузки на элементы сооружений возникают в результате взаимодействия с ними воздушной ударной волны. Максимальное давление появляется при нормальном отражении волны от стен. При набегании ударной волны на объект (*рис. 15.22*) он подвергается воздействию нестационарных давлений. Поле давлений зависит от параметров волны, характеристик объекта, размеров и ориентации элементов относительно фронта волны.

Различают две фазы взаимодействия ударной волны с объектом: дифракции и установившегося обтекания. В короткой фазе дифракции в процессе охвата объекта волной нагрузки являются существенно нестационарными. В связи с этим максимальные давления на некоторые элементы значительно превышают давления на фронте волны, однако они быстро убывают, достигая величины, соответствующей второй фазе.

Длительность τ_s фазы дифракции волны на фронтальной стене замкнутого объекта определяется скоростью фронта, волны $D_ф$, которая обычно превышает скорость звука в воздухе C_0 и определяется формулой

$$D_ф = C_0\sqrt{1-0{,}857\Delta p_ф / P_0} \qquad (15.35)$$

и величиной S', равной наименьшему из размеров стены A или $B/2$: $\tau_s=3S'/D_ф$.

Максимальные давления в фазе дифракции возникают на плоских фронтальных элементах при нормальном отражении. Здесь давление скачком достигает величины, равной давлению отражения от твердой стенки $\Delta p_{отр}$:

$$\Delta p_{отр} = 2\Delta p_ф \ \ 7+4\Delta p_ф / P_0 \ \Big/ \ 7+\Delta p_ф / P_0 \ \ . \qquad (15.36)$$

Затем в процессе обтекания давление на фронтальной стенке уменьшается, а к концу фазы дифракции при $t = \tau_s$ становится квазистационарным. По мере продвижения фронта волны и погружения в нее объекта нагружается остальная часть его поверхности.

Нагрузки в фазе дифракции, действующие на верхнюю и боковые поверхности объекта, развиваются в процессе набегания ударной волны. Поэтому максимальные значения нагрузок запаздывают во времени тем больше, чем дальше от фронтальной стены объекта расположен элемент. Тыльная стена нагружается в последнюю очередь затекающей ударной волной от периферии к центру стены.

Фаза установившегося обтекания имеет длительность порядка фазы сжатия τ_+, и нагрузки здесь убывают постепенно. Давления Δp^* на элементы объекта в этой фазе складываются из давления в волне Δp и динамического давления скоростного напора, возникающего вследствие торможения частиц потока:

$$\Delta p^* = \Delta p + C_\text{р}\, p_\text{ск}. \qquad (15.37)$$

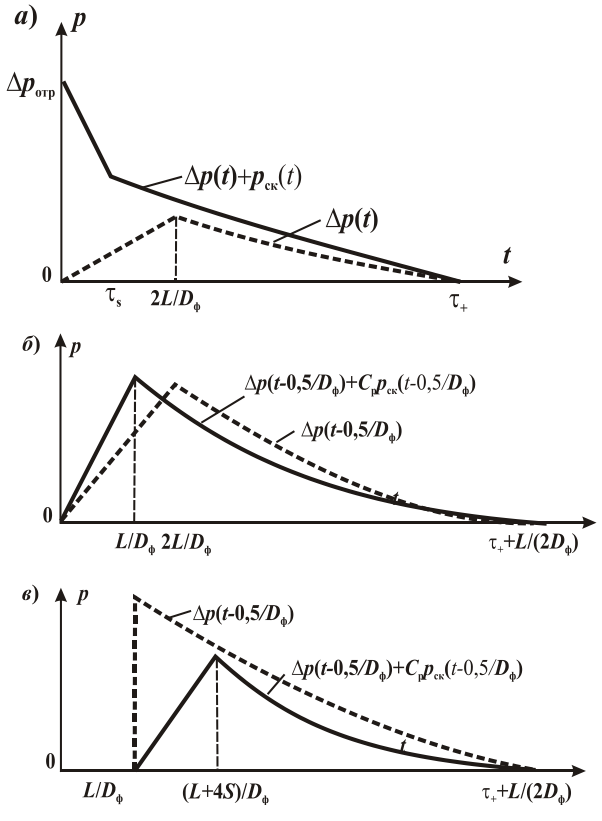


Рис. 15.23. Нагрузки взаимодействия ударной волны с закрытым (сплошная линия) или имеющим проемы (пунктир) объектом прямоугольной формы: *а* – фронтальная стена, *б* – боковые стены и крыша, *в* – тыльная стена

Здесь вторым членом учтено давление скоростного напора, угасающего более интенсивно, чем статическое давление Δp. На *рис. 15.23* даны графики изменения средних давлений на элементы закрытых прямоугольных соору-

жений при действии воздушной ударной волны. При наличии проемов ударная волна затекает в сооружение, и расчетные давления на элементы равны разности внешнего и внутреннего давлений.

Взрывы в производственных помещениях

Внутренние взрывы в производственных помещениях генерируют давление, которое зависит, прежде всего, от типа газа или пыли, процентного содержания газа или пыли в воздухе и однородности газа или смеси воздуха с пылью, от размера и формы помещения, в котором происходит взрыв, а также от проницаемости ограждений, обеспечивающих сброс давления. В полностью закрытых помещениях с непроницаемыми ограждениями взрывы газа могут создавать давления до 1500 кН/м^2 и взрывы пыли – до 1000 кН/м^2, в зависимости от типа газа или пыли. Практически наблюдаемые давления имеют намного меньшие значения благодаря неполному перемешиванию и нарушению замкнутости, происходящему от разрушения дверей, окон и т.д.

Горение ГПВС в полностью закрытом помещении происходит послойно с дозвуковой скоростью распространения пламени. При этом давление в помещении повышается во всем объеме, поскольку границы помещения не дают возможности продуктам горения расширяться. На *рис. 15.24* приведена характерная зависимость нарастания давления от безразмерного времени [1].

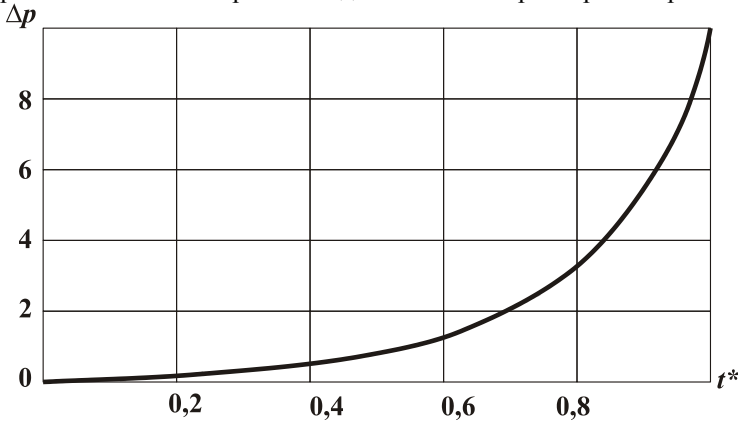


Рис. 15.24. Нарастание давления при горении в герметичном помещении

Взрывы пыли в ограниченных пространствах наблюдались на различных производствах: в мукомольной промышленности и на элеваторах (мучная пыль), при обращении с красителями, серой, сахаром, на установках дробления угля (угольная пыль), в текстильном производстве. Эти взрывы происходят обычно по дефлаграционному механизму (взрывное горение с дозвуковой скоростью распространения).

Избыточное давление такого взрыва можно определить по формуле ГОСТ 12.1.004-86:

$$\Delta p_m = \frac{GQP_0Z}{V\rho_0 C_p T_0 K_{\text{Н}}} \text{ (МПа)}, \qquad (15.38)$$

где G — общая масса пыли, кг;

Q — удельная теплота сгорания вещества, Дж/кг;

P_0 — начальное давление в объеме, МПа;

Z — коэффициент участия горючего при взрыве (допускается принимать $Z = 0{,}5$ для горючих газов и $Z = 0{,}3$ для паров горючих и легковоспламеняющихся жидкостей);

$V \approx 0{,}5$ — доля участия пыли во взрыве;

ρ_0 — плотность воздуха, кг/м^3;

C_p — теплоемкость воздуха [1,01×108 Дж/(кг·К)];

T_0 — температура воздуха в объема, К;

$K_{\text{Н}} \approx 3$ — коэффициент, учитывающий негерметичность помещения.

Типичная картина изменения избыточного давления при взрыве угольной пыли представлена на *рис. 15.25*, аналогичный характер функция $\Delta p(t)$ имеет и при взрывах пыли другого состава.

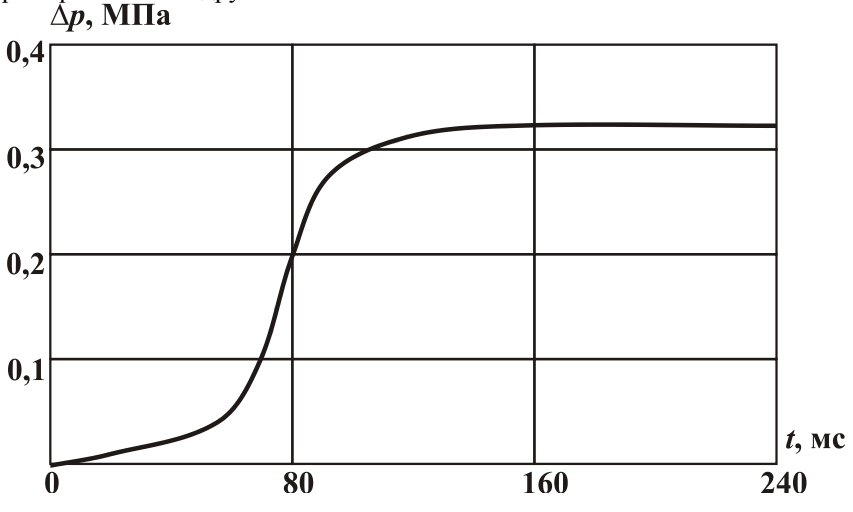


Рис. 15.25. Изменение давления в помещении при взрыве угольной пыли

В помещениях с легкосбрасываемыми ограждениями каждый из основных элементов несущих конструкций проектируется из расчета, чтобы выдержать аварийное статическое давление порядка 20 кН/м^2, подбирая соответствующим образом площадь легкосбрасываемых ограждений.

В Еврокоде-1-7 [21] приводятся рекомендации по расчету на взрывное горение пыли в помещениях, которые сводятся к следующему.

Тип пыли в обычных обстоятельствах может определяться параметром материала K_{ST}, который характеризует режим взрыва. Параметр K_{ST} определяется экспериментально для каждого типа пыли. Более высокое значение для K_{ST} ведет к повышению давления и более короткому времени нарастания

внутренних давлений от взрыва. Значение K_{ST} зависит от химического состава, крупности частиц и влажности. Для некоторых веществ значения приведены в *табл. 15.11*.

Таблица 15.11.

Тип пыли	K_{ST}, кН/м^2 × м/с	Тип пыли	K_{ST}, кН/м^2 × м/с
Бурый уголь	18000	Целлюлоза	27000
Кофе	9000	Зерно, крупа	12000
Крахмал	21000	Молоко в порошке	16 000
Каменный уголь	13000	Краски	29 000
Мука пшеничная	10000	Сахар	15000
Стиральный порошок	27000	Мука древесная	22000

Площадь легкосбрасываемых ограждений и расчетное значение давления от взрывов пыли внутри изолированного помещения рекомендуется определять путем итерационного решения следующих уравнений:

$$A_V = 4,5 \cdot 10^{-5} K_{St} K_{h/d} V^{0,77} / p_d^{0,57}, \tag{15.39}$$

$$K_{h/d} = \begin{cases} 1 + \ln(h/d)\left(4 - 0,8\ln(p_d)\right) & 20\,\text{кН/м}^2 \le p_d \le 150\,\text{кН/м}^2; \\ 1 & 150\,\text{кН/м}^2 \le p_d \le 200\,\text{кН/м}^2. \end{cases} \tag{15.40}$$

Здесь A_V – площадь легкосбрасываемых ограждений, м^2;

K_{ST} – коэффициент, принимаемый по табл. 15.10, кН/м^2 × м/с;

V – объем помещения, м^3;

p_d – расчетное давление, кН/м^2;

h – высота помещения, м;

d – эквивалентный диаметр помещения (диаметр равновеликого по площади круга), м.

При взрыве пыли давление достигает предельного значения за время порядка 100×10^{-6} с. Время возвращения давления к нормальным значениям зависит от устройства вентиляции и геометрия помещения.

Литература

1. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Книга 1.— М.: Изд-во АСВ, 1995.— 520 с.
2. Бирбраер А.Н., Шульман С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях.— М.: Энергоатомиздат, 1989.— 304 с.
3. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований.— М.: Изд-во стандартов, 1988.— 10 с.

4. ДСТУ 3273-95. Безопасность промышленных предприятий. Порядок нормирования и обеспечения безопасности промышленных предприятий.— К.: Госстандарт Украины, 1996.— 23 с.
5. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании.— К.:НИИСК, 1996.— 202 с.
6. Котляревский В.А., Ганнушкин В.И., Костин А.А. и др. Убежища гражданской обороны. Конструирование и расчет.— М.: Стройиздат, 1989.— 606 с.
7. Котляревский В.А., Шаталов А.А., Ханухов Х.М. Безопасность резервуаров и трубопроводов.— М.:Экономика и информатика, 2000.— 555 с.
8. НП-001-97. Общие положения обеспечения безопасности атомных станций. ОПБ-88/97.— М., 1997.— 42 с.
9. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / Изд. 3-е, перераб. и доп.— К.: Изд-во АСВ, 2007.— 256 с.
10. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России.— М.: ГУП ЦПП, 2001.— 44 с.
11. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы / Госстрой России.— М.: ГУП ЦПП, 2002.— 214 с.
12. СНиП 2.01.09-91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах / Госстрой СССР.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1992.— 46 с.
13. СНиП 2.06.04-92. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Минстрой России.— М.: ГП ЦПП, 1996.— 48 с.
14. СНиП II-11-77*. Защитные сооружения гражданской обороны / Госстрой СССР.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.— 46 с.
15. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях / Москомархитектура.— М.: ГУП НИАЦ, 2002.— 20 с.
16. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях / Москомархитектура.— М.: ГУП «НИАЦ», 2002.— 24 с.
17. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты.— М.: Высшая школа, 2002.— 566 с.
18. Шамин В.М. Расчет защитных сооружений на действие взрывной нагрузки.— М.: Стройиздат, 1989.— 72 с.
19. Bignon P.G., Riera J.D. Verification of methods of analysis for soft missile impact problems // Nuclear Engineering and Design, 1980.— Vol. 60.— P. 311-326.
20. Building Regulations. Disproportional collapse // The Structural Engineer, 1993.— Vol.71.— No23.
21. EN 1991-1-7. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions. — Brussels: CEN, Sep 2006 .— 38 p.
22. NYC Rules and Regulations – Construction and Safety: Title 1 – Department of Buildings: Chapter 18 – Resistance to Progressive Collapse under Extreme Local Loads.
23. JCSS Probabilistic model code. Part 2: Load Models.— Joint Committee on Structural Safety, 2001 (www.jcss.ethz.ch)
24. Riera J.D. On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces // Nuclear Engineering and Design, 1968.— Vol. 8.— P. 415-426.
25. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.— М.: Стандартинформ, 2011.— 20 с.
26. МГСН 4.19-05. Проектирование высотных зданий,— М.: ГУП НИАЦ, 2002.— 98 с.
27. BS5950-1:2000 Structural Use of Concrete, Part 1. Code of Practice for Design and Construction, 389 Cheswick High Road, London W4 4AL, 1998.

28. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analisys and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernizations Projects; 2003.
29. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях.— М.: НИИОСП, 1985г.— 53 с.

16. НАГРУЗКА ОТ ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ ПЫЛИ

16.1. Природа нагрузки

Нагрузки на кровли от пылевидных выносов значительны и опасны для покрытий цехов заводов, где имеются источники их образования: на металлургических заводах (доменные и сталеплавильные печи, коксовые батареи, аглофабрики), в литейных производствах, на угольных, цементных, энергетических (котельные ТЭЦ) и других предприятиях. Скопления пыли на покрытиях образуются в результате выбросов на кровлю вентиляционными и аэрационными потоками технологической пыли, образующейся внутри цехов (отложения от внутренних источников), а также оседания пылевыделений соседних цехов, то есть отложения от внешних источников. Интенсивность накопления пыли от внутренних источников зависит от характера технологического процесса производства, системы воздухообмена в цехе и типа принятой системы вентиляции, наличия и типа фонаря, состояния поверхности и профиля кровли, времени года. Интенсивность накопления пыли от внешних источников зависит от высоты здания, конфигурации покрытия, скорости и направления господствующих ветров.

На покрытии с фонарями пыль собирается в основном на межфонарных участках кровли. При наличии незадуваемых фонарей пыль скапливается в зоне между бортами фонарей и ветроотбойными щитами. При наличии системы вентиляции пыль откладывается на кровле в радиусе до 30 м от центра вентиляционной вытяжки. В летнее время пылеотделение усиливается в результате увеличения выбросов пыли через открытые фонари. На шероховатых кровлях из волнистых листов накопление пыли больше, чем на кровле из гладких плоских листов.

На кровлях зданий, расположенных вблизи источников загрязнения атмосферы, в местах аэродинамической тени наблюдаются отложения пыли слоями толщиной до 20…30 см, создающие при объемной массе пыли до 1500 кг/м^3 нагрузки на покрытие 3,5…5,0 кПа и больше [2]. Кроме того, на кровлях зданий, находящихся в радиусе 3…4 км от мощных источников загрязнения (доменных печей, ТЭЦ), отложения пыли достигают 25…50 кг/м^2. По данным [14], скорость накопления пылевых отложений в отдельных случаях достигает 3 см/сут., в результате чего нагрузка на кровлю может составлять до 2 кПа и больше.

В частности, ориентировочное накопление пыли на отдельных зонах кровель сталеплавильных цехов составляет в сутки (кг/м^2) [1]:

- мартеновские цеха с печами емкостью 500…900 т – 2,5;
- конвертерные цеха с конвертерами емкостью 100…250 т – 3,0…4,0;
- электросталеплавильные цеха с печами емкостью 80…100 т – 1,5.

Поэтому, если пыль с кровли не убирается, толщина ее слоя может достичь 20…50 см (*рис. 16.1*). Это может привести к аварийному состоянию и даже обрушению конструкций покрытий сталеплавильных цехов, что неоднократно наблюдалось на практике.



Рис. 16.1. Отложение промышленной пыли

По данным [3], толщина слоя слежавшейся плотной пыли-окалины на кровлях наждачных отделений металлургических цехов составляет:

- сортопрокатный цех (за год) – 10…15 см у парапетов, 5…7 см в ендовах и 0,5..1,5 см по отдельным участкам основной площади кровли;
- листопрокатный цех – покрытие (отдельные дни) – 2…5см, кровля трансформаторной подстанции – общая нагрузка 2,0 кПа.

По данным [14], плотность пылевых отложений колеблется от 900 до 2400 кг/м^3. В частности, плавильная пыль имеет объемную массу в слежавшемся состоянии до 2500 и рыхлом состоянии – до 1200 кг/м^3 [1,5]. Поэтому слой такой пыли толщиной 10 см создает нагрузку до 2 кПа и более. Аналогичные данные приводятся в рекомендациях по расчету опор технологических трубопроводов [15]: колошниковая пыль на сплошных площадках трубопроводов и поверхности труб имеет объемную массу 2000 кг/м^3. Технологическая пыль на кровлях цехов цементных заводов в ее многодневных наслоениях имеет среднюю объемную массу 1600…2000 кг/м^3 [5, 6, 8]. Объемная масса смеси снега с пылью, песком, золой, углем и др., выпадающей на кровли зданий цехов различного назначения, составляет 220…400 кг/м^3 [8].

Значительная масса технологической пыли определяется ее составом, в котором преобладают тяжелые компоненты – металлы, цементный клинкер,

зола и др. Например, анализ состава пыли прокатного цеха [3] показал, что отложения на кровле станового пролета состоят в основном из окалины (около 95%) и шлака (5%); на кровле участка наждачной зачистки склада слябов – из металлической стружки и пыли (60%), окалины (10%), шлака (20%) и абразивной пыли (10%).



Рис. 16.2. Снегопыль

При дождливой погоде увлажнение пыли приводит к увеличению ее массы. В зимнее время на кровлях накапливается снегопылевой покров (*рис. 16.2*), состоящий из нескольких (по числу интенсивных продолжительных снегопадов) тройных слоев: снега с пылью, пылеледяной корки и сухой пыли. В качестве примера приведем данные [3] о том, что на покрытии трансформаторной подстанции листопрокатного цеха одного из уральских металлургических заводов в марте скопилось девять таких тройных слоев общей толщиной 60 см. Фактическая снегопылевая нагрузка на покрытие составила при этом 2,89 кПа.

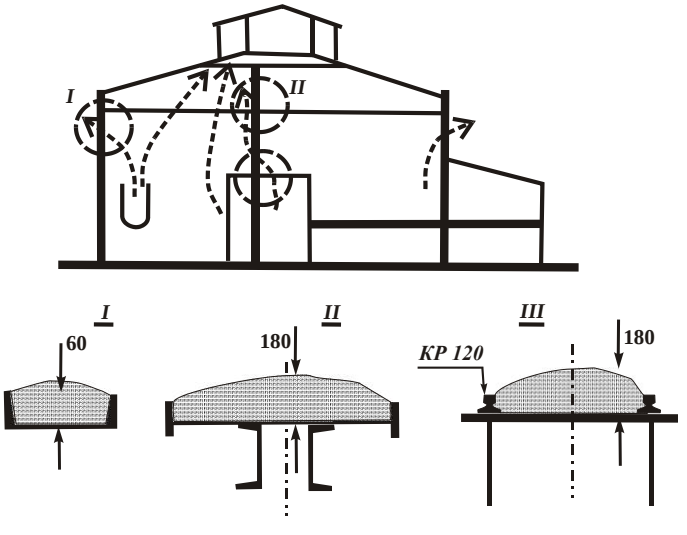


Рис. 16.3. Места скопления промышленной пыли на конструкциях мартеновского цеха: *I* — в коробчатых элементах; *II* — на фермах и площадках; *III* — на тормозных конструкциях

Внутри цехов с избыточными пылевыделениями имеются места интенсивного скопления пыли на строительных конструкциях, площадках и трубопроводах, например у крановых рельсов, на тормозных площадках, на

площадках обслуживания тельферов, особенно при корытообразных и уголковых формах сечений элементов конструкций (*рис. 16.3*).

Систематические исследования нагрузок от технологических пылевыделений проводились сравнительно редко, назовем здесь работы А.М. Кагана, выполненные на уральских металлургических заводах в 60-е годы прошлого столетия [3]. Была отработана методика сбора и анализа информации о пылевыделениях, которую можно использовать для дальнейшего пополнения данных об этом важном виде воздействий на строительные конструкции. Методика включает:

- выбор мест замеров толщины выпадающей на кровлю пыли;
- отбор проб пыли с контрольных квадратов;
- взвешивание проб в состоянии естественной влажности;
- физико-химический анализ состава пыли в пробах;
- построение графиков интенсивности накопления фактических пылевых нагрузок в зависимости от места отбора проб, вида кровли, производительности пылевыделяющего оборудования и метеорологических условий.

16.2. Аварии покрытий от перегрузки пылью

Такие аварии достаточно многочисленны за последние 50 лет. Они со всей очевидностью свидетельствуют о серьезности проблемы нагрузок от производственной пыли. Кроме того, в связи с недостаточностью целенаправленных исследований, аварии служат дополнительным источником информации о характере и величинах пылевых нагрузок.

Классическим примером аварии покрытия вследствие перегрузки производственной пылью, который вошел во многие книги об опыте аварий стальных конструкций [5, 6], является двойное (1959 и 1960 гг.) обрушение стропильных и подстропильных ферм покрытия печного отделения (над горячими концами печей) Куйбышевского цементного завода (г. Жигулевск, Россия). Цементная пыль, которая выбрасывалась через поперечные аэрационные фонари, интенсивно откладывалась на кровле между фонарями и снаружи фонарей и достигала толщины 70…80 см (*рис. 16.4*). Очистка от пыли производилась нерегулярно, в то время как две из трех печей работали неисправно: их холодильники выделяли повышенное количество пыли. В результате этого нагрузка от пыли на покрытие достигала в момент аварии 7,0…9,6 кПа и превышала расчетную в 14 раз.

В 1973 г. также на цементном заводе [6] произошла аналогичная авария, во время которой обрушилось покрытие печного отделения, на котором имелись отложения цементной и угольной пыли толщиной 70…80 см. Эти отложения превратились со временем в цементный раствор, нагрузка от которого достигала 15…20 кПа. В своей книге [8] М.Н. Лащенко дополняет информацию о подобных авариях на других цементных заводах, а также приводит примеры обрушения покрытий, перегруженных смесью пыли со

снегом. А.М. Каган [3] приводит сведения об авариях покрытий, вызванных перегрузкой от отложения пыли, в цехе минеральной ваты, плавильном цехе комбината цветной металлургии (суточное выпадение пыли до 10 см и более), дымососной агломерационной фабрики (накопление слоя пыли за год толщиной до 43см, объемная масса замоченной пыли 770 кг/м^3).

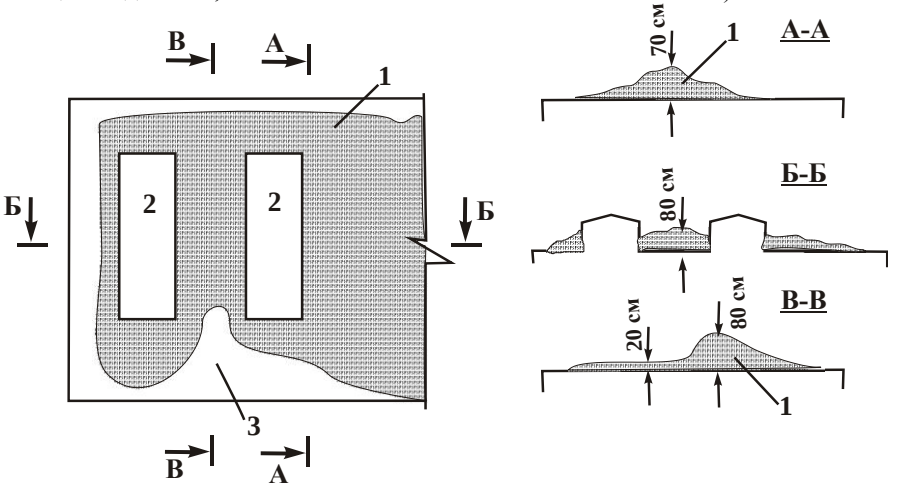


Рис. 16.4. Отложение промышленной пыли на покрытии печного отделения цементного завода: 1 – пыль; 2 – фонарь; 3 – место уборки пыли

Еще одним характерным примером аварии, детально описанной в нескольких монографиях [5,7], является обрушение в 1967 г. покрытия мартеновского цеха Днепропетровского металлургического завода им. Дзержинского (Украина). На оставшейся части покрытия, расположенной рядом с обрушившейся частью, были обнаружены большие скопления слежавшейся мартеновской (плавильной) пыли толщиной до 30 см (*рис. 16.5*). Эти отложения не убирались в течение всего срока эксплуатации (12 лет). Фактическая нагрузка на покрытие от пыли составляла 1,6..1,8 кПа, а местами – более 5,0…6,0 кПа, вместо принятой в проекте нормативной нагрузки 0,25 кПа.

Сравнительно свежим примером аналогичной аварии является обрушение покрытия мартеновского цеха Алчевского металлургического завода [9], перегруженного отложениями плавильной пыли, имевшей в увлажненном состоянии объемную массу до 2000 кг/м^3. Суточные выбросы пыли достигали толщины 50 мм, поэтому никакие способы очистки пыли не могли защитить конструкции от перегрузки.

16.3. Учет нагрузки от пыли в нормативных документах

В разное время проектировщики и научные работники вносили предложения о включении в нормативные документы по проектированию требований об учете дополнительной нагрузки от технологической пыли, например, величиной 1кПа. Однако эти предложения не получили поддержки, и в настоящее время общие нормы проектирования не регламентируют величины нагрузок от пыли. В то же время указания об этих нагрузках имеются в нормативных материалах для конкретных конструкций и в некоторых ведомственных рекомендациях.

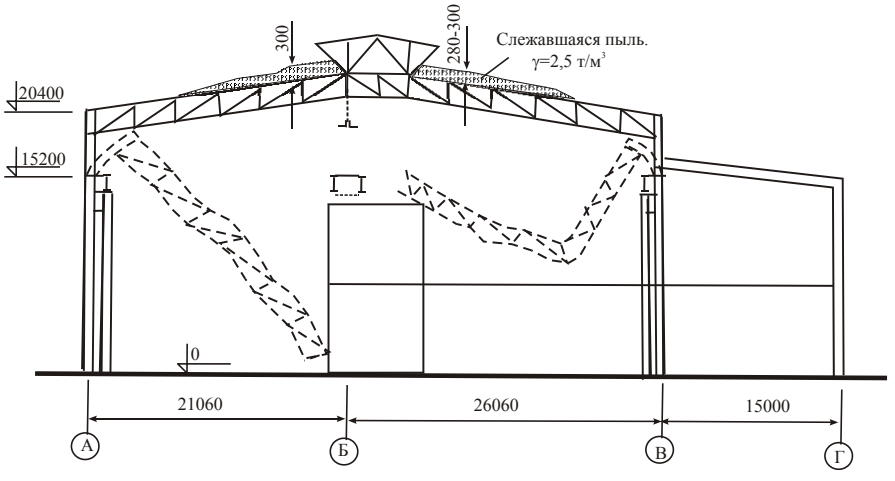


Рис. 16.5. Обрушение покрытия мартеновского цеха от перегрузки отложениями пыли

Для зданий металлургических заводов, расположенных вблизи источников интенсивного пылевыделения, нагрузки от пыли учитывают при расчетах покрытий с уклоном кровли до 30°, принимая следующие нормативные значения нагрузок:

- для доменных цехов – на колошниковой площадке – 5,0 кПа, на прочих площадках колошника – 2,0 кПа, на всех покрытиях и площадках при расстоянии от источника пылевыделений (доменной печи) до 100 м – 0,5 кПа, при расстоянии 101…500 м – 0,25 кПа [10, 11];
- для конвертерных цехов – соответственно 1,0…0,5 кПа;
- для аглофабрик – 1,0 кПа.

Коэффициент надежности по нагрузке в этих случаях принимается равным 1,2.

СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий» [12] и «Рекомендации по проектированию надземных технологических трубопроводов» [15] предписывают учитывать кратковременную нагрузку от мас-

сы отложений производственной пыли для трубопроводов и обслуживающих площадок, расположенных на расстоянии не более 100 м от источника выделения пыли и имеющих наклон не более 30°. Нормативная нагрузка от пыли принимается равной:

- для обслуживающих площадок и элементов пролетного строения – 1 кПа;
- для трубопроводов – 450Н на 1м^2 их горизонтальной поверхности.

Коэффициент надежности по нагрузке для воздействий от пыли для трубопроводов рекомендуется принимать равным 1,2.

Нормы проектирования конвейерных галерей [12,13] предписывают учитывать нагрузки от производственной пыли по техническим условиям на проектирование для конкретной площадки.

Очевидно, что помимо введения нормативов на нагрузку от пыли, решающее значение имеет своевременное удаление отложений с кровель. В современных условиях, когда площади цехов исчисляются сотнями тысяч квадратных метров, очистка кровель от отложений пыли может быть решена с применением средств механизации и гидроубора (гидросмыва), а внутри цехов – с помощью пылеотсасывающих систем. Перспективным является также уменьшение выбросов пыли более полным улавливанием вентиляционными установками или устройством фильтров, исключающих выделение пыли.

Не менее важным в данном вопросе является наличие и системное функционирование на предприятиях специальной службы по контролю за эксплуатацией покрытий. Оценка фактических нагрузок от пыли должна выполняться во время текущих и специальных обследований покрытий, методика такой оценки детально проработана в разработанных УкрНИИпроектстальконструкцией «Рекомендациях по обследованию стальных конструкций производственных зданий» [14].

Литература

1. Металлические конструкции (техническая эксплуатация) / М.М. Сахновский, Г.В. Жемчужников, Ю.Б. Динельт, Ю.А. Зданевич. Под общ. ред. М.М.Сахновского.– К.: Будівельник,1976.– 256 с.
2. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. Повышение долговечности стальных конструкций промышленных зданий.– М.:Стройиздат, 1969.— 415 с.
3. Каган А.М. Случаи обрушения покрытий промышленных зданий, перегруженных технологической пылью // Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций: Сб. статей ЦНИИСК. Вып.3. – М.:Стройиздат,1965.– С. 167-178.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / ГосстройСССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. Беляев Б.И., Корниенко В.С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. – М.:Стройиздат, 1968.– 206 с.
6. Шкинев А.Н. Аварии в строительстве: 4-е изд.– М.: Стройиздат,1984. – 319 с.

7. Сахновский М.М., Титов А.М. Уроки аварий стальных конструкций. – К.:Будівельник, 1969.– 200 с.
8. Лащенко М.Н. Аварии металлических конструкций зданий и сооружений. – Л:Стройиздат, 1969. – 183 с.
9. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В.Перельмутер, В.М.Гордеєв, Є.В.Горохов та ін.; За ред. д-ра техн.наук А.В.Перельмутера.– К.:Вид-во “Сталь”, 2002.-166 с.
10. Металлические конструкции. Справочник проектировщика: / Под ред. Н.П.Мельникова.:– 2-е изд.–М.: Стройиздат, 1980.– 776 с.
11. Миллер В.Я., Корчагин В.А., Толоконников В.Г. Стальные конструкции комплекса доменной печи и газоочистки.– М.: Стройиздат, 1965.– 279 с.
12. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий / Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР,1986.– 56 с.
13. Справочник проектировщика инженерных сооружений / В.Ш.Козлов, В.Д.Альшиц, А.И.Аптекман и др.; Под ред. Д.А.Коршунова. – 2-е изд. – К.:Будівельник, 1988.– 352 с.
14. Рекомендации по обследованию стальных конструкций производственных зданий.– М.: ЦНИИПроектстальконструкция,1988.– 103 с.
15. Рекомендации по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы / ЦНИИСК.– М.: Стройиздат,1973.– 45 с.

17 ПОДВИЖНЫЕ НАГРУЗКИ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

17.1 Вводные замечания

Воздействие транспортного потока на конструкции моста представляется в расчетах сложной идеализированной схемой, которая во все времена была предметом пристального внимания исследователей, головной болью разработчиков норм проектирования мостов. Проблема модели воздействия транспорта на конструкцию – одна из наиболее противоречивых в теории сооружений. До появления общих норм проектирования в странах Европейского Союза – Еврокодов, в мире не было двух стран, которые, разрабатывая для национальных норм проектирования автодорожных мостов модель подвижных транспортных нагрузок, создали бы их идентичными.

Конечно же, у всех известных моделей есть общая теоретическая база – статистическая и вероятностная. С другой стороны, идейной глобальной основой модели есть требование к ней обеспечения надежности и долговечности сооружения. А так как достаточно строгих теоретических предпосылок определения необходимого уровня надежности и срока службы сегодня нет, то нормативная модель подвижной нагрузки в значительной мере опирается на исторический опыт проектирования мостов, соизмеряя затраты на достижение ожидаемого уровня надежности и долговечности с экономическим потенциалом страны.

Это обстоятельство ставит проблему модели нагрузки автодорожных мостов как социально – экономическую оптимизационную задачу системы «нагрузка – надежность и долговечность сооружения».

Справедливости ради следует заметить, что сегодня в Еврокоде [24], а по примеру Европы, и в украинских нормах проектирования мостов [5], уже есть нормирование и аппарат контроля надежности посредством вычисления характеристики безопасности [11], которая вводится как отношение математического ожидания обобщенного резерва прочности элемента сооружения к его стандарту

$$\beta = \frac{\mu}{\sigma} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}, \qquad (17.1)$$

где μ_R – математическое ожидание обобщенного сопротивления элемента; μ_Q – математическое ожидание обобщенной нагрузки; σ_R – среднее квадратичное отклонение обобщенного сопротивления элемента; σ_Q – среднее квадратичное отклонение обобщенной нагрузки.

Математическая связь между характеристикой безопасности и надежностью элемента устанавливается зависимостью

$$p_f = \Phi(-\beta), \tag{17.2}$$

где $\Phi()$ – функция нормального закона распределения.

В *табл.17.1* приведены рекомендованные значения характеристики безопасности из [11], однако нам неизвестны исследования, обосновывающие эти значения (может быть, за исключением фундаментального принципа «3 σ ») .

Таблица 17.1

	По первой группе предельных состояний	По усталости	По второй группе предельных состояний
Характеристика надежности, β	3,8	1,5-3,8	1,5

Действительная надежность запроектированных элементов мостов оказывается значительно выше, особенно проектируемых по модели нагрузки Еврокода [24]. Очевидно, что нормирование надежности элементов послужит важным репером в построении модели подвижных нагрузок мостов, но все же главные критерии еще долго нам будет поставлять опыт проектирования.

Модель подвижных нагрузок автодорожных мостов имеет ряд особенностей, делающей ее уникальной в теории сооружений. Больше, чем какая-либо другая, она характеризуется неопределенностью, менее других изучена. Читатель возможно уже отметил в гл.1 положения о том, что нагрузки являются одной из наименее изученных компонентов общей расчетной схемы сооружения. К этому мы приведем еще высказывание А.Р. Ржаницына [11] по поводу нагрузок весьма определенных, по сравнению с транспортными: «наши знания о нагрузках, даже в части детерминированных зависимостей, находятся на значительно более низком уровне, чем знание основных законов прочности».

Действительно, чрезвычайно сложно описать воздействие подвижной нагрузки, имеющей большой статистический разброс, перемещающейся по двум координатным осям и во времени. Но это не все. Может, самой важной чертой, делающей ее (модель) уникальной, есть необходимость периодической модернизации с отслеживанием роста весовых и геометрических параметров, структуры и скорости транспортного потока. Более того, автор модели должен предусмотреть возможные изменения параметров транспортного потока на перспективу в 50 – 100 лет.

Все это, вместе взятое, плюс сложности статистического и динамического расчетов, совместной работы сооружения и грунтового основания привели к тому, что сегодня в нормах всех стран есть несколько моделей нагрузок, применяемых для расчета элементов моста в различных проектных ситуациях. Так, в действующих нормах проектирования [16] мостов только для вертикальных воздействий от подвижного состава на дорогах общего пользо-

вания предусмотрено 6 моделей. В Еврокоде EN 1991-2:2003 [24] для расчета по I группе предельных состояний предусмотрено 10 моделей вертикальных нагрузок.

Еще одна характерная особенность модели нагрузок автодорожных мостов состоит в том, что она органически связана с методикой расчета своей системой коэффициентов надежности, входящих в уравнения прочности. Зачастую для различных видов прочностных расчетов применяются свои модели нагрузок. Так, например, в Еврокоде EN 1991-2:2003 [24] для расчетов на усталостную прочность применяются 5 специальных моделей нагрузок.

17.2. Модели подвижных нагрузок в нормах европейских стран

Прежде всего, определим сам термин «*модель подвижных нагрузок*». Это обобщенный термин, означающий множество расчетных схем моделирования воздействий транспортного потока на сооружение. Чтобы быть конкретным, приведем пример модели подвижных нагрузок на автомобильных дорогах общего пользования в действующих нормах проектирования мостов Украины [6]. Модель содержит:

- модель вертикальных нагрузок (А14) для расчета мостов и труб на дорогах I-III категорий – в городах, а также больших мостов на дорогах IV, V категорий;
- альтернативная модель вертикальных нагрузок, имитирующая воздействие одиночных тяжелых колесных транспортных средств (НК-100);
- модель вертикальных нагрузок (А11) для расчета малых и средних мостов и труб на дорогах IV, V категорий;
- альтернативная модель вертикальных нагрузок, имитирующая воздействие одиночных тяжелых колесных транспортных средств (НК-80);
- модель для проверки на местную прочность элементов проезжей части;
- модель вертикальной нагрузки от толпы на тротуарах, которая используется для расчетов мостов в сочетании с вертикальной нагрузкой от автомобильного транспорта;
- модель горизонтальной поперечной нагрузки от центробежной силы для расчета мостов, расположенных на кривых;
- модель горизонтальной поперечной нагрузки от ударов подвижного состава;
- модель горизонтальной продольной нагрузки от торможения или сил тяги подвижного состава.

Кроме того, элементами модели следует считать динамические коэффициенты и так называемые «коэффициенты полосности», с помощью которых учитывается вероятность одновременной загрузки всех полос движения.

Сегодня все страны Европейского Союза имеют общую модель подвижных нагрузок автодорожных мостов – модель Еврокода EN 1991-2:2003 [24].

Однако представляет интерес трансформация моделей подвижных нагрузок в нормах европейских стран в последние 20-30 лет.

Мы здесь рассматриваем только модель вертикальных нагрузок, как главную, определяющую при расчетах по прочности и устойчивости пролетного строения моста. Ниже приводится характеристика и сравнительный анализ модели вертикальных нагрузок в европейских нормах проектирования мостов.

В целом, модели нагрузок мостов стран Европы были подобны между собой, потому что моделировали, в сущности, один и тот же подвижной состав, имели общие дороги и весьма общую техническую культуру. Это подобие выражается, прежде всего, в общем принципе построения модели, которая обычно содержит две части:

- сосредоточенные и/или распределенные силы, моделирующие непрерывный поток автомобильного транспорта, которые прикладываются на каждой из полос движения;
- одиночные сосредоточенные силы, моделирующие нерегулярные тяжелые и сверхтяжелые подвижные нагрузки (фигурирующие во многих нормах под названием «исключительные»).

Общим также является подразделение, в рамках модели, на несколько схем нагрузок (от двух до шести), различающихся по уровню воздействия на сооружение. Применяются различные схемы нагрузок в зависимости от класса дорог, типа расчета и вида рассчитываемого элемента.

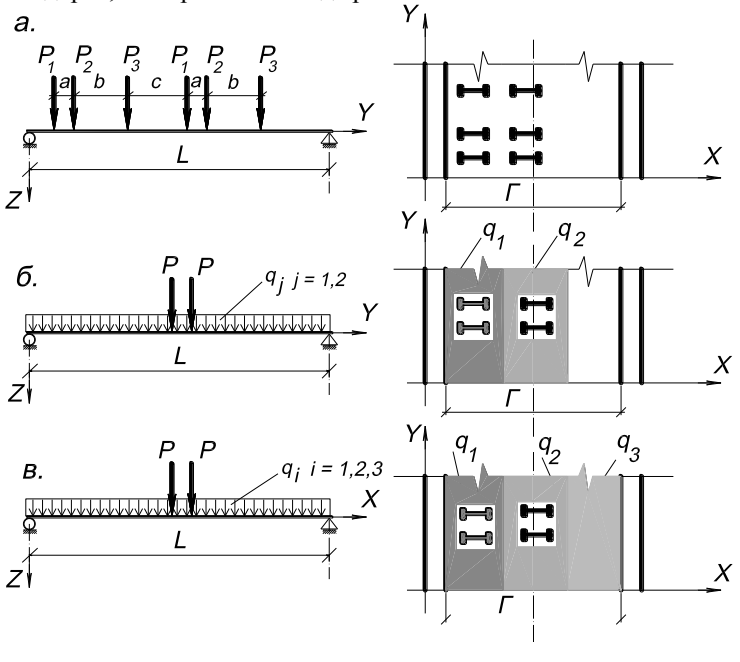


Рис. 17.1. Схемы моделирования подвижных нагрузок

Модели подвижных нагрузок условно можно разделить на три группы, в зависимости от способа идеализации сил воздействия сплошного транспортного потока на сооружение:

- идеализация нагрузки каждой из полос движения (*рис. 17.1, а*) кортежем сосредоточенных сил [P_1, P_2, ... P_n] с фиксированными расстояниями между ними [*a, b, c*], которые определяются собственно моделью. Примером такой модели является нормативная нагрузка для мостов Италии. Такая же модель была принята в нормах Советского Союза до 1984 г [12];
- идеализация нагрузки каждой из полос равномерно-распределенными вдоль движения силами q на части d ширины полосы движения (или ее полной ширине), плюс сосредоточенные грузы P на каждой из лент равномерно-распределенных сил (*рис. 17.1, б*). Сосредоточенные силы призваны моделировать появление в общем потоке единичных тяжелых транспортных средств. Такой тип модели был принят в нормах большинства стран Европы, в том числе, Советского Союза [13] и ныне действующих в Украине нормах проектирования ДБН В.2.3-14: 2006 [16];
- наконец, представление нагрузки на одной-двух полосах движения в виде равномерно-распределенных сил q плюс сосредоточенные силы P на каждой из полос. Кроме того, вся площадь плана пролетного строения, за исключением одной-двух упомянутых полос, загружается равномерно-распределенной нагрузкой меньшего значения (*рис. 17.1, в*). Такая модель была принята в нормах Великобритании и ныне – в Еврокоде EN 1991-2:2003 [24].

Модели, даже в рамках одной группы, существенно различаются абсолютной величиной принятых сил, способом учета динамического эффекта нагрузки коэффициентами учета одновременной загрузки всех полос движения. Чтобы продемонстрировать характер этих различий в *табл. 17.2* приведены главные параметры для второй схемы (*рис. 17.1, б*), которые определяются моделью временных подвижных нагрузок, и примеры их значений.

Таблица 17.2

Параметр	Пример значений параметра	
	В нормах Бельгии	В нормах Германии
Равномерно-распределенные силы, кН/м^2	4,0	5,0
Сосредоточенные силы, кН	2400	600
Нагрузка от одной оси, кН.	160	200
Нагрузка от одного колеса, кН	60	100

Существенно важным и характерным параметром этой схемы является величина равномерно распределенной нагрузки на 1 $м^2$ полосы (ленты) нагрузки. В среднем этот показатель находится в промежутке 3,0 – 4,0 кН/м^2. Две страны имеют крайние значения: 5 и 2 кН/м^2.

Модели различаются по способу учета динамического эффекта подвижной нагрузки. В большинстве случаев это эмпирические зависимости, выражающие динамический коэффициент в функции от длины пролета. Приведем примеры. В нормах Италии к нормативным нагрузкам вводится коэффициент μ :

$$\begin{array}{c}\text{при пролетах } L < 100\ м \quad \mu = 1 + (100-1)^2/(250-L)/100\,; \\ \text{при пролетах } L > 100\ м \quad \mu = 1\,.\end{array} \qquad (17.3)$$

В нормах Франции этот коэффициент зависит не только от длины пролета, но и от материала пролетного строения:

$$\begin{array}{l}\text{для бетона} \quad \mu = 1 + 0{,}64/(1 + 0{,}2L)\,; \\ \text{для стали} \quad \mu = 1 + 0{,}80/(1 + 0{,}2L)\,.)\end{array} \qquad (17.4)$$

В нормах Норвегии динамический коэффициент имеет фиксированные значения 1,4 и 1,75, принимаемые в зависимости от типа нагрузки.

По абсолютной величине динамический коэффициент варьируется в широких пределах от 1,0 до 1,75.

Другой, важный коэффициент модели, учитывающий вероятность одновременной загрузки всех полос движения, принимается фиксированным и изменяется в пределах от 1,2 до 0,33. В таблице 17.3 приведены некоторые характерные примеры коэффициента.

Таблица 17.3

Страна	Тип нагрузки	Коэффициенты к нагрузке в зависимости от положения полосы			
		первая	вторая	третья	четвертая
Великобритания	q	1	1	0,33	0,33
	P	1	1	0,33	0,33
Германия	q	1	0,6	0,6	0,6
	P	1	0	0	0
Испания	q	1	1	1	1
	P	1	0	0	0
Финляндия	q	1	1	1	1
	P	1	1	0	0
Швеция	q	1	1	1	1
	P	1	1	0	0
Примечание: q – равномерно-распределенные силы; P – сосредоточенные силы.					

Сравнительный анализ нагрузочного эффекта

Представляет интерес оценка воздействия нагрузки на пролетное строение от нормативных моделей Европейских стран и сравнение с моделью действующих в Украине норм [16]. Сравнение выполнено по эквивалентным нагрузкам изгибающих моментов, следуя методологии Рабочей группы дорожных исследований OCDE (L'Organisation de Coopération et de

Développement Économigues)(п) [25]. Данные о нагрузках норм Европейских стран также взяты из упомянутого документа.

Рассматривается головная модель подвижных нагрузок – вертикальные воздействия транспортного потока на пролетное строение моста. Эта модель во всех нормах принимается в расчетах по первой и второй группам предельных состояний. Для того, чтобы результаты были сопоставимы принято:

- вычисляются эквивалентные нагрузки изгибающих моментов для треугольных линий влияния, с максимальной ординатой посредине;
- чтобы придать общность результатам и избежать пространственных расчетов пролетного строения, полагают пролетное строение состоящим из одного элемента. Это означает, что коэффициент поперечного распределения нагрузки принимается равным единице - $k_{ПР} = 1$;
- считается, что поперечное сечение пролетного строения стальное, и чтобы отразить различия в требованиях к характеристикам стали в национальных документах, к моменту вводится коэффициент надежности по материалу:

$$\gamma_S = R_p / R_S , \tag{17.5}$$

где R_p – номинальное нормативное (характеристическое) значение сопротивления стали; R_s – расчетное значение сопротивления стали по национальным нормам проектирования мостов.

Изгибающий момент от вертикальных подвижных нагрузок определяется без введения коэффициентов надежности по нагрузке:

$$M = M_m \, \mu \gamma_S , \tag{17.6}$$

где M_m – изгибающий момент в сечении пролетного строения от подвижных нагрузок; μ - динамический коэффициент, $\mu \geq 1$.

Для моделей, содержащих равномерно-распределенную полосовую нагрузку и сосредоточенные силы, изгибающий момент M_m представляется суммой соответствующих слагаемых.

Полученные по формуле (17.4) изгибающие моменты трансформируются в эквивалентные нагрузки по схемам:

- равномерно распределенной на всей длине балки нагрузки (*рис. 17.2*) в сочетании с сосредоточенными силами

$$q_e = \frac{M}{\omega} = 8 \cdot M / L^2 ; \tag{17.7}$$

- сосредоточенные силы от колесных тяжелых нагрузок приняты равномерно-распределенными на длине 10 м (*рис. 17.3)*

$$p_e = 4 \; M_e /(L\text{-}5). \tag{17.8}$$

Здесь ω - площадь линии влияния момента в сечении $x = L/2$, L - длина пролета. Момент M_e от сосредоточенных грузов общего веса P_e определяется зависимостью

$$M_e = P_e L / 2{,}75. \tag{17.9}$$

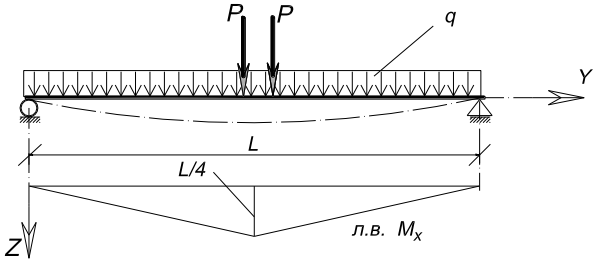


Рис. 17.2.

Схема загружения полосовой нагрузкой плюс тандем

Конечно, полученные по такому алгоритму эквивалентные нагрузки нельзя использовать в практических целях, но они являются достаточно объективным критерием уровня воздействия модели на сооружение.

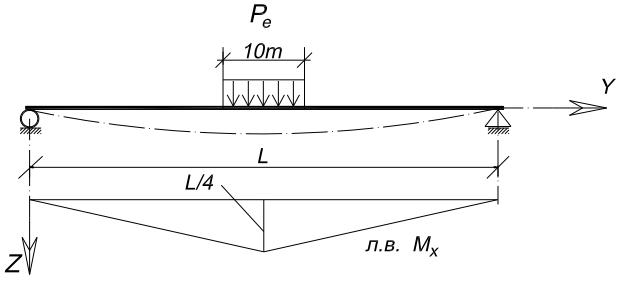


Рис. 17.3.

Схема определения эквивалентных нагрузок от тяжелых сосредоточенных грузов

Оказалось, что все национальные нормы проектирования мостов стран Европы, за исключением Бельгии, имеют модели вертикальной нагрузки от транспортного потока с более высоким уровнем нагрузочного эффекта, чем действовавшие ранее в Украине нормы Советского Союза СНиП 2.05.03-84 [13].

В *табл. 17.2* приведены характерные примеры вычисленных эквивалентных нагрузок для головной модели нагрузок (две полосы движения). Здесь превышения значений эквивалентных нагрузок европейских моделей относительно принятой сегодня модели в Украине составляют от 46 до 104% при наиболее распространенных пролетах в 20-50 м и 52 – 100% при пролетах 60 - 100м.

Забегая вперед, заметим, что превышение значений модели Еврокода EN 1991-2:2003 [24] составляет 150 – 170%. Эти данные и были главным побудительным мотивом пересмотра действующей модели подвижных нагрузок.

Таблица 17.4

L, *м*	Эквивалентная нагрузка q_e, *кН/м*					
	1	2	3	4	5	6
10	160	219	289	219	231	205
20	93	136	185	169	138	149
30	68	103	135	129	108	119
40	53	83	108	108	94	101
50	46	70	91	94	86	89
60	42	65	79	84	81	80
70	39	62	70	77	77	74
80	37	59	64	71	73	68
90	35	57	58	66	71	64
100	34	56	54	63	69	61

Примечание: 1 – СНиП 2.05.03-84: 2 – нормы Германии; 3 – нормы Нидерландов; 4 – нормы Норвегии; 5 – нормы Швейцарии; 6 – нормы Франции.

Графики эквивалентных нагрузок (в функции от длины пролета *L*) для случая загрузки всего пролета (две полосы движения) показаны на *рис. 17.4*.

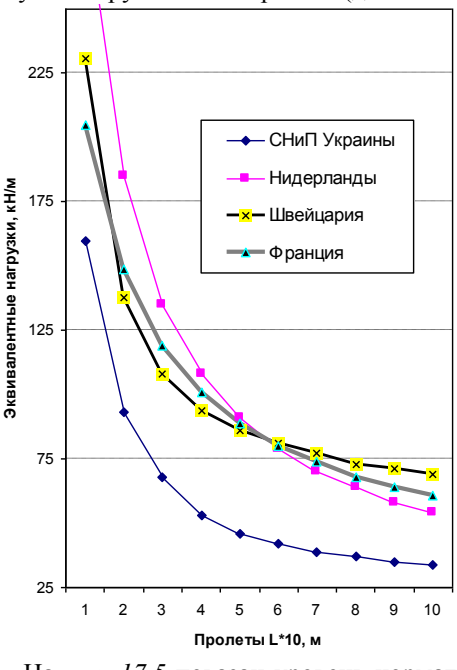


Рис. 17.4. Эквивалентные нагрузки (*кН/м*)

На *рис. 17.5* показан уровень нормативной нагрузки стран Европы относительно действовавших до 2006 г. норм Украины [13].

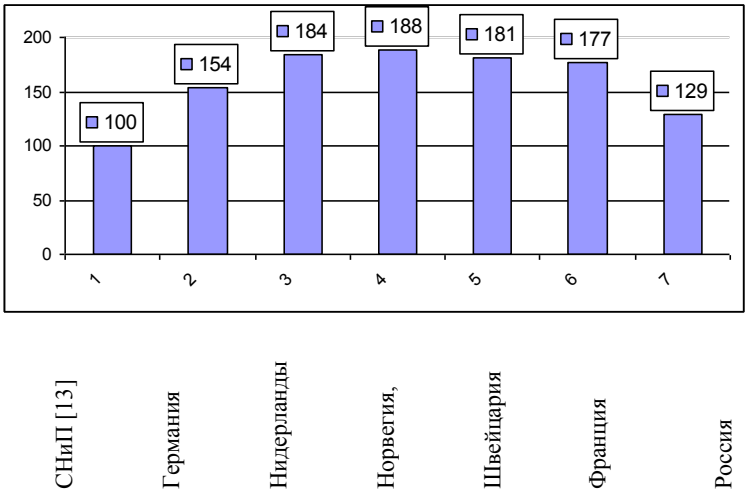


Рис. 17.5

Уровень нагрузки

17.3 Процедура построения модели подвижных нагрузок

Покажем современную процедуру построения модели вертикальных нагрузок от автодорожного транспорта на примере Еврокода. Эта модель создавались ведущими специалистами стран Западной Европы в течение 10 лет. Процесс подготовки модели хорошо документирован, широко освещался в научных изданиях. Мы при подготовке этого раздела использовали публикации [16, 18, 21, 25, 27 28, 29], которые, вместе взятые, достаточно полно освещают научный базис создания модели.

Центральной составляющей процедуры построения модели является проблема определения и обоснования значения модельных сил (англ. *target vales*), адекватных воздействию транспортного потока на сооружение. Проблема содержит несколько самостоятельных типовых задач:

- сбор фактических данных, характеризующих весовые и геометрические параметры обращающегося транспорта;
- сбор данных о структуре и интенсивности транспортного потока;
- сбор данных о загрузке каждой из полос движения;
- сбор данных, характеризующих ровность дорожного покрытия на мостах;
- разработка методологии сглаживания гистограм параметров обращающегося транспорта;
- вероятностная оценка значений модельных нормативных сил (англ. *characteristic*);
- подбор типовых линий влияния;
- калибрация нормативных значений модельных сил.

Выполнение перечисленных задач должно обеспечить соответствие нагрузочных эффектов модели воздействиям от реально обращающихся транспортных средств при различных типах и размерах линий влияния усилий распространенных в Европе пролетных строений.

Одновременно к модели было предъявлено ряд неформальных специфических требований:

- требуется, чтобы нагрузочные эффекты не изменялись существенно, если система только частично принадлежит рассматриваемому типу линии влияния;
- неблагоприятное расположение грузов должно быть легко определено, как в поперечном, так и в продольном направлении;
- правила применения модели должны быть, по возможности, просты и очевидны.

Нужно отметить, что эти требования впервые были провозглашены при разработке модели, и удовлетворить им не просто. Конечно, первое из них удовлетворялось и ранее, по умолчанию, но что касается второго, то для большинства моделей это предмет дополнительных сложностей в статических и динамических расчетах пролетных строений. И ранее никто не помышлял о модели, которая не только удовлетворяет всем статистическим вероятностным требованиям, но и упрощает статические и динамические расчеты сооружения.

Сбор данных о транспортном потоке Западной Европы

В основу модели положены реальные натурные данные структуры и интенсивности транспортных потоков большинства стран Европы и прогноза развития автомобильного транспорта.

Исходные данные для построения модели включают:

- замеры интенсивности движения во Франции, Германии, Великобритании, Италии и Нидерландах в период 1977 –1982 г.г.
- замеры в 1986 и 1987 г.г. в четырех странах (Франция, Германия, Италия и Испания), содержащие данные об интенсивности движения, его структуры, весе осей, расстоянии между осями и длине транспортных средств. Длительность замеров варьировалась от нескольких часов до 800 часов.

Полученные данные об интенсивности движения, относящиеся к грузовому транспорту следующие:

- на главных дорогах от 1000 до 8000 авто/день;
- на второстепенных дорогах от 600 до 1500 авто/день.

Распределение расстояния между экипажами подчинено гамма-закону с модой в 20 – 100 м, средним значением 300 – 1000 м и коэффициентом вариации $V = 2 – 4$. В структуре движения превалируют двухосные экипажи с прицепами.

Расстояние (продольное) между осями транспортного средства значительно варьируется в зависимости от конструкции. Гистограммы этого фактора дают три устойчивые моды:

- 1,30 м с очень малым стандартным отклонением для двухосных и трехосных грузовиков;
- 3,20 м с малым стандартным отклонением для прицепов и тягачей;
- 5,40 м с широкими промежутками для других транспортных средств.

Давление на ось имеет большой разброс со средним значением около 60 кН, максимальное давление, соответствующее периоду повторения в один день приведено в *табл. 17.5.*

Таблица 17.5

	Одна ось	Две оси	Три оси
Наблюдаемый максимум в течение дня, кН	130 до 210	240 до 340	220 до 390

Все статистические распределения имеют две моды: первая около 150 кН, вторая - около 400 кН.

Случайный максимальный вес транспортного средства, с периодом повторения в 1 день, находится в пределах 400 - 650кН.

Замеры интенсивности движения по ширине проезжей части показали, что наибольшая интенсивность приходится на вторую или третью полосу движения. На *рис. 17.6* показан график распределения интенсивности движения по ширине проезжей части, принятый в [18] при расчетах на усталость.

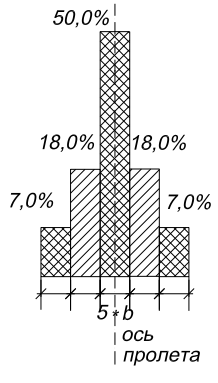


Рис. 17.6 Распределение интенсивности транспортного потока по ширине проезжей части

Исследование ровности дорожного покрытия на мостах показало незначительное влияние этого фактора на динамические усилия от подвижной нагрузки. В конечном итоге было принято решение отказаться от введения динамического коэффициента в расчетах.

Способы экстраполяции

Сложность построения модели нагрузки состоит в том, что исходные данные о транспортном потоке регистрируются в течение ограниченного промежутка времени – от нескольких часов до нескольких дней, тогда как нужны данные, относящиеся к полному циклу жизни сооружения. Необходимо исследовать, как экстраполировать эти данные на весь период жизни моста. При этом следует принять во внимание экстремальные случаи загружения на различных полосах.

В общем случае, обобщенная процедура состоит в следующем:

- наиболее представительные выборки рассматриваются как характерные для моста;
- строятся гистограммы экстремальных значений;
- подбирается метод экстраполяции;
- вычисляются адекватные значения с учетом принятого периода повторения.

В основу положены три метода экстраполяции: полунормальное распределение, распределение Гумбеля и метод статистических испытаний Монте-Карло.

Полунормальное распределение [18].

Полагается, что распределение экстремальных значений стохастической переменной X подчиняется распределению Гаусса, так что правая часть гистограммы нагрузки от реального транспортного потока, для $X \geq X_0$ представляет конечные нагрузочные эффекты. Параметр X_0, в общем случае, совпадает с крайней модой гистограммы.

Значение X_R, соответствующие периоду повторения R определяется соотношением:

$$X_R = X_0 + \sigma Z_R, \tag{17.10}$$

где Z_R – верхнее значение стандартной нормальной переменной Z - соответствующее обеспеченности α, $Z = (X - \mu)/\sigma$; μ - среднее, σ - стандарт.

Обеспеченность принимается равной $\alpha = 1/2N_T$, где N_T - общее количество событий за период R.

Распределение Гумбеля.

Авторы Еврокода полагают, что наилучшим способом сглаживания гистограммы потока экстремальных значений является распределению Гумбеля I рода. (Это распределение рекомендовано в EN 1990 1 [22] для процедуры проверок по надежности). Закон Гумбеля [29] описывает распределение n экстремальных значений случайной величины x при $n \to \infty$ (*рис. 17.7*). Функция плотности и интегральная функция распределения для $-\infty < x < \infty$ задаются такими асимптотическими зависимостями:

$$f(x) = \alpha \exp\left[-\alpha(x-u) - e^{-\alpha(x-u)}\right]; \tag{17.11}$$

$$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\alpha(x-u)\right)\right]. \tag{17.12}$$

Распределение определяется параметрами: u – мода распределения и α - коэффициент формы сглаживания. Параметры распределения связаны с математическим ожиданием и дисперсией зависимостями:

$$M(x) = \mu = u + \frac{\gamma}{\alpha}; \quad D(x) = \sigma^2 = \frac{\pi^2}{6\alpha^2}, \tag{17.13}$$

где γ – константа Эйлера, γ = 0,577 215 664 9...

Зависимости (17.13) дают возможность вычислить параметры распределения, используя среднее μ и стандарт σ из гистограмм экстремальных значений:

$$u = \mu - 0,45\sigma; \ \alpha = (0,7797\sigma)^{-1}. \tag{17.14}$$

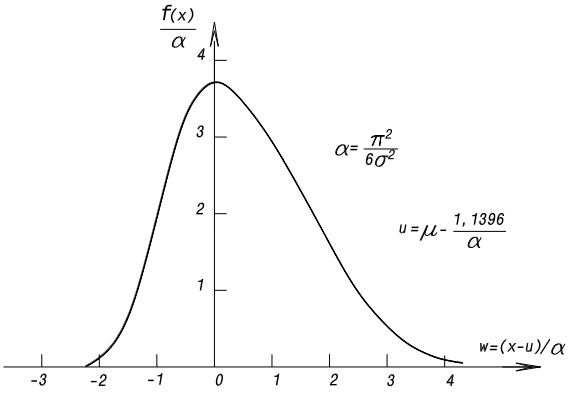


Рис. 17.7. Распределение Гумбеля

Экстремальное значение X_R, соответствующее периоду повторения R, в этом случае определяется соотношением:

$$X_R = u + y\alpha, \text{ где } y = -\ln[-\ln(1 - R^{-1})]. \tag{17.15}$$

Статистическое моделирование методом Монте–Карло.

Идея заключается в автоматической генерации сценариев стохастических экстремальных значений подвижных нагрузок. Основой моделирования является данные регистрации нагрузок в реальном транспортном потоке.

Здесь применена процедура метода совмещенного времени (англ.*: several times*). Грузовики, проходящие по мосту из виртуального «гаража», т.е. набора стандартных транспортных средств, представляют реальный транспортный поток. Тип грузовика, осевые нагрузки, расстояние между нагрузками в двух направлениях выбирают, следуя процедуре Монте-Карло. При этом используются статистические параметры, полученные в результате анализа регистрируемых данных.

Другая, альтернативная, более сложная, но весьма эффективная процедура, использующая метод Монте-Карло для имитации нагрузочных эффектов, была разработана в Центральной лаборатории дорог и мостов Франции и реализована в экспертной программе CASTOR-LCPC, имитирующей транспортные потоки Европы [25].

Программа моделирует стохастический процесс воздействия на сооружение автомобильного транспорта. Для поверхностей влияния длиной L вычисляются максимальные изгибающие моменты

$$M_m = \sum_{j=1}^{N} \sum_{i=1}^{K} P_{ij} \eta_{ij} [V_j (t_n - t_j) - d_{ij}], \qquad 17.16$$

где N – количество грузов на поверхности влияния длиной L; K – количество осей в j грузе; P_{ij} – вес оси транспортного средства; V_{ij} – скорость движения транспортного средства; t - время пребывания на участке моста длиной L; d_{ij} – расстояние между осями транспортного средства; η_{ij} – ординаты поверхности влияния.

Здесь все переменные, за исключением ординат поверхности влияния, суть случайные. Их вероятностные модели таковы:

- для веса осей P_{ij} принято распределение Гумбеля;
- частотная модель появления груза P_{ij} – биномиальное распределение

$$f(x, n, p) = C_n^x p^x (1-p)^{n-x}; \qquad (17.17)$$

- количество грузов, пребывающих на мосту в течение времени t, моделируется распределением Пуассона

$$f(N, t) = \exp(-\lambda t) \sum_{k=0}^{N} \frac{(\lambda t)^k}{k!}. \qquad (17.18)$$

В процессе статистического обоснования значений модельных сил были использованы еще некоторые, более изощренные приемы сглаживания. Так, в работе [27] принята аналитическая модель модифицированного процесса Пуассона. Достаточно детально излагаются пять методов сглаживания и приводится сравнительный анализ результатов в работе [25].

Период повторяемости

Важным элементом статистического обоснования модели нагрузки является *период повторяемости* (англ.: *return period*). Это понятие вводится как среднее время между двумя экстремальными значениями нагрузки, которые считаются исключительными. Полагая появление экстремальных грузов на мосту стационарным случайным процессом, период повторения определяется зависимостью [25]

$$R \cong \frac{-T}{\ln(1-\alpha)} \cong \frac{T}{\alpha}, \qquad (17.19)$$

где T – средний период времени, относительно которого задана *обеспеченность* α, представляющая собой вероятность реализации экстремального значения нагрузки.

Обычно принимают $T = 50$ лет, $\alpha = 0{,}05$. Тогда период повторяемости неблагоприятного, максимального нагружения составит $R = 50/0{,}05 = 1000$ лет. (Заметим, что в действующих нормах Украины [7] этот показатель равен 0,1, т.е. период повторяемости принят равным 500 лет).

Калибровка

Цель калибровки состоит в получении таких значений модельных сил, которые с возможно большей вероятностью воспроизводили бы нагрузочные эффекты реального транспортного потока. Принимая во внимание, что модель нагрузок должна соответствовать расчетам по прочности, усталости, по эксплуатационным требованиям, значения модельных сил, после соответствующей статистической обработки, далее должны проверятся на основе рассмотрения различных линий влияния, различных длин пролетов и вероятных сценариев загружения пролетного строения

При калибровке главной модели Еврокода 1 [24] LM1 (Load Model 1) рассматривались многочисленные сценарии нагружения, соответствующие одной, двум и четырем полосам движения для типов линий влияния, перечисленных в *табл. 17.6*. Приведенный набор содержит данные для вычисления моментов и поперечных сил в пролетных строениях длиной 5, 10, 20, 30, 50, 75, 100, 150, 200 м. Вычисления производились для периодов повторяемости: 1 день; 1 неделя; 1 год; 1000 лет.

Все получаемые нормативные значения сил сравнивались по приведенной эквивалентной нагрузке, зависящей от длины линии влияния L:

$$Q_f = kM/L \text{ или } \mathrm{Q_f} = kQ/L, \qquad (17.20)$$

где M – изгибающий момент; Q – поперечная сила; k – параметр, зависящий от типа нагрузочного эффекта.

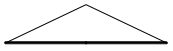
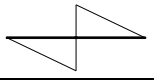
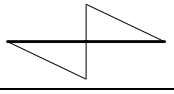
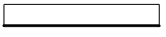
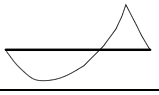
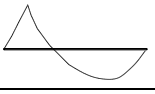
В работе [12] приводятся результаты калибровки для двух моментов:

- M_0 – в середине пролета свободно опертой балки;
- M_2 – в опорном сечении (средняя опора) двухпролетной неразрезной балки.

Для полосы 1 при пролетах 30 …50 м получены следующие нормативные значения:

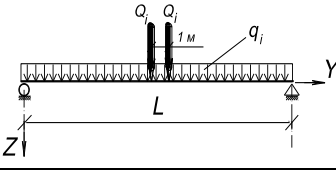
- равномерно-распределенные силы: от 21 до 28 кН/м;
- сосредоточенные силы: от 450 до 720 кН.

Таблица 17.6

№	Вид линии влияния	Фактор линии влияния
1		Максимальный изгибающий момент в середине пролета свободно опертой балки
2		Максимальный изгибающий момент в середине пролета защемленной балки с моментом инерции сечения, изменяющегося от середины к концам
3		Максимальный изгибающийся момент в опорном сечении защемленной балки
4		Минимальная поперечная сила в середине пролета свободно опертой балки
5		Минимальная поперечная сила в середине пролета свободно опертой балки
6		Полная нагрузка
7		Минимальный изгибающий момент в середине первого пролета неразрезной балки при загруженном только втором пролете
8		Максимальный изгибающий момент в середине первого пролета неразрезной балки при загруженном только первом пролете
9		Изгибающий момент на центральной опоре неразрезной балке
Примечание: В конечном итоге, при калибровке модели, определяющими явились линии влияния № 1 и (п)№ 9.		

Результаты (нормативные модельные силы), полученные после первой калибрации, показаны в *табл. 17.7*

Таблица 17.7

Схема нагрузки	Загружаемые полосы	P_i, кН	q_i, кН/м
	1	$P_1 = 185$	$q_1 = 29{,}3 + \frac{375{,}6}{L}$
	2	$P_2 = 100$	$q_2 = 0{,}487 q_1$
	3+4	$P_3 + P_4 = 150$	$q_3 + q_3 = 0{,}56 q_1$

Чтобы продемонстрировать статистический уровень нагрузки Еврокода, приведем сравнение усилий, полученных имитацией на основе гистограмм реальных нагрузок мостов Испании и модели Еврокода после калибровки [28].

Испания – транзитная страна на пути к странам Магриба. Движение на ее магистральных дорогах достаточно типично для Европы. Исследовались два моста. Средняя интенсивность движения для этих мостов составляет 20000 авто в сутки, средне количество тяжелых нагрузок равно 30%.. Описание сооружений приведено *в табл. 17.8.*

Таблица 17.8

	Описание моста
Мост №1	Однопролетный, длина пролета 32м, конструкция пролетного строения представляет собой две коробчатые балки. Габарит проезда – 11,0м.
Мост №2	Неразрезное пролетное строение коробчатого сечения, выполненное по схеме 42+56+42 м. Габарит проезжей части – 12,0 м

В *табл.17.9* мы приводим результаты вычислений изгибающих моментов в сечениях пролетных строений, полученные имитацией по схеме Парето (англ.: *Generalized Pareto Distributions*) на основе реальных гистограмм нагрузок и полученные по модели Еврокода.

Как видно из таблицы, изгибающие моменты по Еврокоду превосходят соответствующие моменты, вычисленные на основе реальной гистограммы. Эти данные свидетельствуют о том, что модель подвижных нагрузок автодорожных мостов в EN 1991-2 [24] имеют весьма внушительные запасы надежности по временной подвижной нагрузке.

Таблица 17.9

Мост, сечение	Способ вычисления момента в сечении	Изгибающие моменты для периода повторяемости, кН·м			
		1 неделя	2 недели	1 год	1000 лет
№ 1, середина пролета	имитация	6784	9621	11861	18273
№ 1, середина пролета	модель Еврокода	11039		14294	17867
№ 2, середина центрального пролета	имитация	7655	9798	11926	18428
№ 2, середина центрального пролета	модель Еврокода	13994		19145	23931
№ 2, опорное сечение	имитация	6507	7639	9782	14258
№ 2, опорное сечение	модель Еврокода	12134		19006	23758

Модель подвижной нагрузки Еврокода EN 1991-2:2003

Далее покажем в общих чертах модель вертикальных нагрузок Еврокода EN 1991-2:2003 [24] – LM1. Это главная модель для расчета по I и II группам предельных состояний на нагрузки автодорожных мостов от регулярного транспортного потока.

Моделью предусматривается разделение проезжей части моста на воображаемые продольные полосы (*рис. 17.8*), загруженные равномерно-распределенными силами, имитирующими сплошной поток автомобильного транспорта и сосредоточенными силами.

Моделью предусматривается разделение проезжей части моста на воображаемые продольные полосы (*рис. 17.8*), загруженные равномерно-распределенными силами, имитирующими сплошной поток автомобильного транспорта и сосредоточенными силами.

Всю проезжую часть, включая центральную разделительную полосу, если ее части отделены одна от другой сборными барьерами безопасности или какой-то другой системой дорожного ограждения, которое может демонтироваться, размечают воображаемыми полосами движения.



Рис. 17.8. Пример нумерации полос загружения пролетного строения моста

Значение ширины w_i воображаемых полос движения и их количество n_i в зависимости от ширины проезжей части определяются в соответствии с требованиями модели (*табл. 17.10*).

Таблица 17.10

Ширина проезжей части w, *м*	Количество полос движения, n_1	Ширина полосы движения, w_1, м	Ширина оставшейся зоны, м
$w < 5{,}4$	1	3	w - 3
$5{,}4 \le w \le 6$	2	$w/2$	0
$6 \le w$	INT($w/3$)	3	w-3 n_i

Проезжую часть, включая все обочины и полосы безопасности, разделяют на воображаемые полосы движения, если такие части даже отделены одна от другой стационарным барьером безопасности.

Расположение и нумерация полос движения определяются такими правилами:

- расположение полос движения не обязательно связано с их нумерацией;

- для каждой проверки (например, для проверки предельных состояний 1 группы) количество полос движения, их расположение на проездной части и нумерация должно быть избрано таким образом, чтобы воздействие нагрузки было наиболее неблагоприятным.

Обычно полосу движения, которая создает неблагоприятный нагрузочный эффект, определяют как полосу №1 и дальше полосы нумеруются в порядке уменьшения усилий, которые они вызывают (*рис. 17.8*). В тех случаях, когда проезжая часть пролетного строения разделена на две части барьером, также принимается сплошная нумерация полос, т.е. на пролетном строении будет только одна полоса с номером 1, одна с номером 2 и т.д.

К полосам прикладываются нагрузки:

- равномерно распределенная нагрузка, которая задается на 1 м^2 и имеет размерность кН/м^2: Эта нагрузка должна устанавливаться на каждой отдельной полосе и на плоскости, которая осталась после деления на полосы.
- сосредоточенные силы от одиночного двухосного транспортного средства (тандема). Только один тандем может быть установленным на полосе. Давление на каждую ось тандема одинаково и равняется $0{,}5P_{ik}$. Контактные отпечатки колес тандема - квадраты со стороной 0,4 м.

Значения сил модели LM1 приведено в *табл. 17.11*.

Для получения расчетных значений к нормативным усилиям вводятся коэффициенты надежности. Кроме того, вводятся поправочные коэффициенты $\alpha_{P_i} \le 1$, зависящие от класса дорог. Модель не имеет динамического коэффициента. Считается, что увеличение нагрузки за счет динамических эффектов включено в значение модельных сил, прилагаемых к полосе.

Таблица 17.10

Нагрузка на полосу	Нагрузка на ось тандема P_{iK}, кН	Распределенная нагрузка q_{iK}, кН/м^2
№1	300	9
№2	200	2,5
№3	100	2,5
Все другие	0	2,5
Оставшаяся площадь	0	2,5

Пример загружения силами модели LM1 в случае габарита $Г$ = 11,5 м показан на *рис. 17.9*.

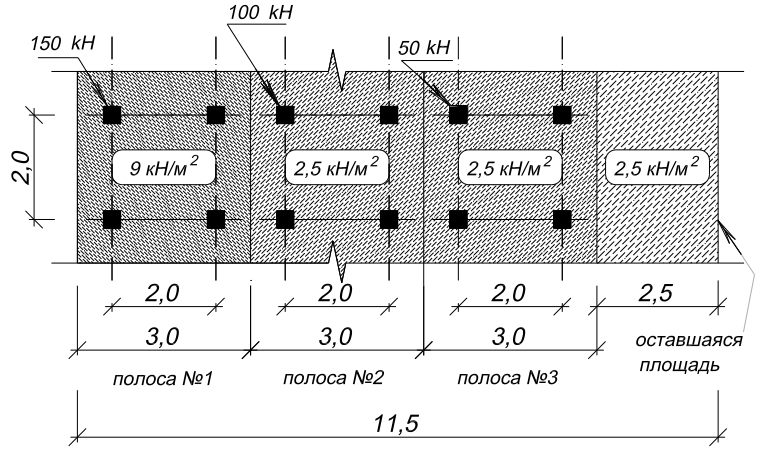


Рис. 17.9. Пример загружения по модели LM1.

17.4 Модель подвижных нагрузок норм Украины

Ретроспективная справка

Модель временных подвижных нагрузок норм Украины ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування [16], а также норм, вступающих в действие с 1.09.2009 ДБН В.1.2-15-2009. Мости і труби. Навантаження і впливи [1], построена по образцу и подобию модели, унаследованной от норм Советского Союза СНиП 2.05.03-84 “Мосты и трубы” [13]. Прежде чем показать саму модель, приведем небольшую ретроспективную справку из работ А.И.Васильева [1, 4, 14] о моделях временной подвижной нагрузки автодорожных мостов бывшего Советского Союза.

Первый нормативный документ, содержащий модель временных подвижных нагрузок, был принят в начале 30-х годов прошлого века. Это была нагрузка, пропорциональная Н10 (*рис. 17.10, а*). В 1953г. были разработаны нормы Н 106-53, содержащие новую модель временных подвижных нагрузок. Моделью предусматривалось четыре класса автомобильной нагрузки: Н18 (*рис. 17.10, б*), Н-13, Н-10, Н-8.

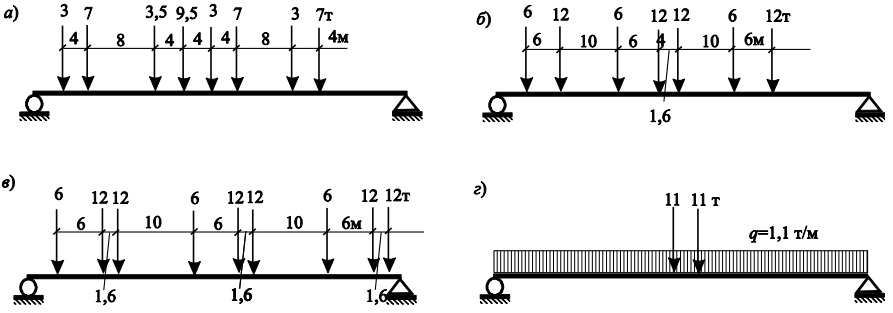


Рис. 17.10. Схемы автомобильных нагрузок

В 1962 г. были приняты нормы проектирования мостов СН-200-62 [12], соответствующие методике расчета конструкций по предельным состояниям. Потребовался новый подход к моделированию подвижных нагрузок, вызванный тем, что нагрузка здесь выступает, как элемент расчетной схемы. Новая модель содержала два класса нагрузки из сосредоточенных сил Н-30 и Н-10 (*рис. 17.10, в* и *17.10, а*) и две альтернативные схемы - колесную нагрузку НК-80 и гусеничную НГ-60.

Дальнейшее увеличение интенсивности движения и рост весовых параметров автомобильного транспорта послужили поводом к очередному пересмотру модели подвижных нагрузок. Новая модель (ее автор А.И.Васильев [1, 4]) теперь содержала не только сосредоточенные силы, но и равномерно-распределенную нагрузку (*рис. 17.10, г*). Альтернативными нагрузками остались колесная - НК-80 и гусеничная - НГ-60. Модель получила название АК, где К – класс нагрузки (интенсивность равномерно распределенной нагрузки и значения сосредоточенных сил модели выражаются через класс нагрузки). В зависимости от типа автомобильных дорог было принято К = 11 и К = 8. Эта модель и была принята в нормах проектирования СНиП 2.03.05-84 [13].

Модель норм, отражавшая интенсивность движения и структуру автомобильного транспорта, статистически обоснована. В период подготовки новой модели было опубликовано большое количество работ по обоснованию статистической модели транспортного потока на дорогах Советского Союза. Заинтересованному читателю мы рекомендуем одну из них [4], — наиболее полную, на наш взгляд.

Модель подвижных нагрузок норм Украины 2006 г

Развитие и интеграция Украины в Европейские структуры требует создания новейшей транспортной сети автомобильных дорог. Благодаря расположению на путях сообщения Европы и Азии, Украина имеет объективные условия для вхождения в международную европейскую транспортную систему.

Определенным препятствием на этом пути является нынешняя модель подвижных нагрузок мостов. За 25 лет, которые прошли с того времени, как

были принятые нормы проектирования мостов [13], изменились параметры транспортных потоков. Их грузовые и статистические характеристики уже достигли, а в некоторых случаях и превысили, значение принятые в действующих нормах. Понадобилась новая модель нагрузки.

Разработка новой модели велась в 1999 – 2003 гг. Рассматривалось для мостов Украины три варианта моделей вертикальных нагрузок:

- принять модель нагрузки Еврокода [24];
- разработать новую модель, совмещающую принципы существующей модели АК и Еврокода;
- принять модель АК, повысив класс нагрузки К.

После длительных исследований и дискуссий [1, 4, 14, 5, 10] был принят последний из вариантов. Это модель АК, класс нагрузки принят К = 15 для расчета мостов и труб на автомобильных дорогах I-III категорий, на городских автомагистралях и магистральных улицах общегородского значения, а также на мостах длиной свыше 200 м независимо от их расположения; 11 – на всех других автомобильных дорогах и улицах населенных пунктов. Альтернативными моделями воздействия одиночных тяжелых колесных транспортных средств приняты НК-100 и НК-80 соответственно.

Нагрузка от автотранспортных средств АК представлена в виде полос (*рис. 17.10*), равномерно распределенной нагрузки интенсивностью ν (на обе колеи) – 0,98К кН/м (0,1К тс/м). Каждая из полос содержит двухосный тандем с осевой нагрузкой *P*, равной 9,81К кН (1К тс).

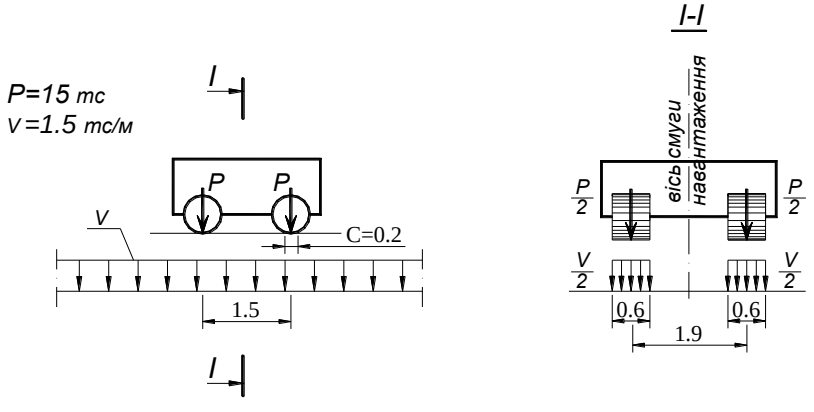


Рис. 17.11. Схема автомобильной нагрузки А15

Представляет интерес вопрос об уровне нагрузки модели. Ориентиром уровня нагрузки при подготовке модели А15 была модель Еврокода [24]. Однако достичь такого уровня в условиях экономических реалий Украины сегодня невозможно. Слишком велики материальные затраты.

Таблица 17.12

А11	А14		А15		Еврокод	
кН/м	кН/м	%	кН/м	%	кН/м	%
160	204	22	218	27	333	108
93	120	23	128	27	213	130
68	87	22	93	27	166	144
53	69	23	73	28	141	166
46	59	22	63	27	125	172
42	54	22	58	27	115	173
39	50	22	54	28	107	175
37	48	23	51	29	101	174
35	46	24	49	28	97	177
34	44	23	47	27	93	174

В *табл. 17.12* приведены эквивалентные нагрузки (кН/м) и их превышение над значениями по действующей модели Украины (в %), вычисленные для моделей: Украины – А11; России – А14; проекта норм Украины – А15; Еврокода. Данные таблицы показаны также на графике *рис. 17.12.*

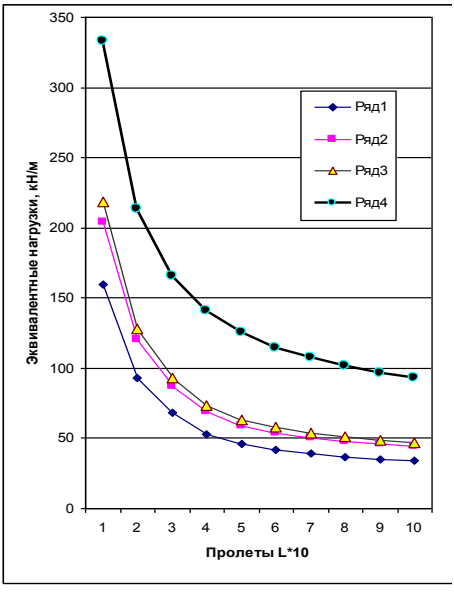


Рис. 17.12. Графики эквивалентных нагрузок
Обозначения:
Ряд 1 – модель норм Украины, А11;
Ряд 2 – модель норм России, А14;
Ряд 3 – модель норм Украины, А15;
Ряд 4 – модель EN 1991-2.

Как видно из приведенных данных разрыв в нагрузках моделей проекта и Еврокода таков, что в экономическом смысле было бы нереальным пытаться его преодолеть.

Проблема материальных потерь

Ясно, что повышение уровня нагрузочного эффекта от подвижных нагрузок вызывает увеличение материальных расходов на сооружение. С другой стороны, повышение нормативных нагрузок приведет к увеличению долговечности сооружения. Таким образом, проблема заключается в поиске разумного компромисса между двумя факторами – материальными расходами и долговечностью сооружения.

Теоретически установить в общем плане влияние увеличения нормативных временных нагрузок на материалоемкость мостов невозможно – эта функция зависит от материала, типов пролетных строений, величины пролетов, габаритов проезда и ряда других конструктивных факторов. Поэтому единственным приемлемым способом прогнозировать дополнительные материальные расходы было выполнение большого количества сравнительных расчетов. Приведем два характерных из них.

Пример расчета сталежелезобетонного неразрезного пролетного строения по схеме 62+63+62 м. (Мост через Западный Буг). Габарит проезда Г-9.5.

Поперечное сечение показано на *рис. 17.13*. Значения расчетных изгибающих моментов и соответствующие расходы стали показаны в *табл. 17.13*.

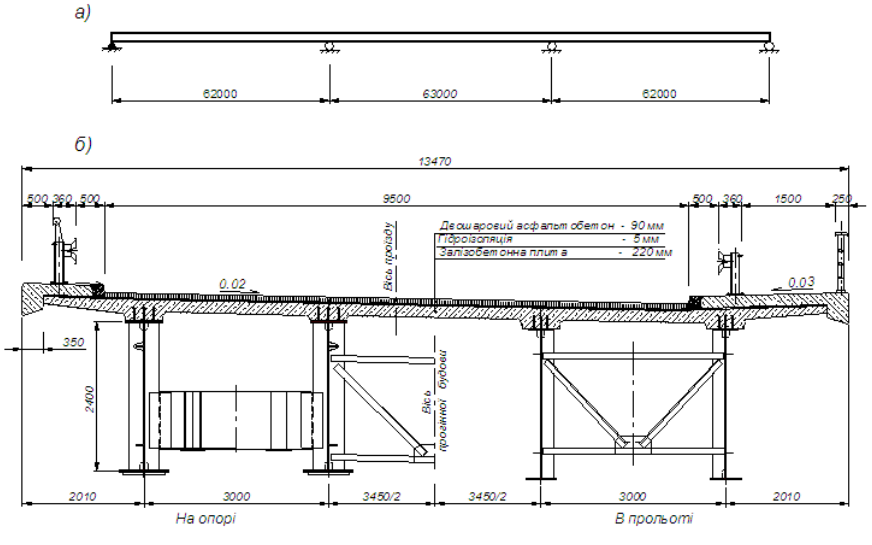


Рис. 17.13. Поперечное сечение сталежелезобетонного неразрезного пролетного строения

Таблица 17.13

		СНиП [13] (А-11)		ДБН [6] (А-15)		Еврокод [24]	
		в пролете	в опорном сечении	в пролете	в опорном сечении	в пролете	в опорном сечении
Расчетный изгибающий момент	От временных нагрузок, кНм	5195	-5106	9673	-7683	20720	-14044
	От временных + постоянных нагрузок, кНм/%	18295 / 100	-22706 / 100	22773 / 124	-25283 / 111	34840 / 190	-33044 / 145
Расход стали, т/%		528 / 100		571 / 109		667 / 126	

Второй пример - расчет железобетонного бездиафрагменного пролетного строения. Длина пролета - 33,0 м, ширина проезжей части – 11,5 м. Поперечное сечение показано на *рис. 17.14.*

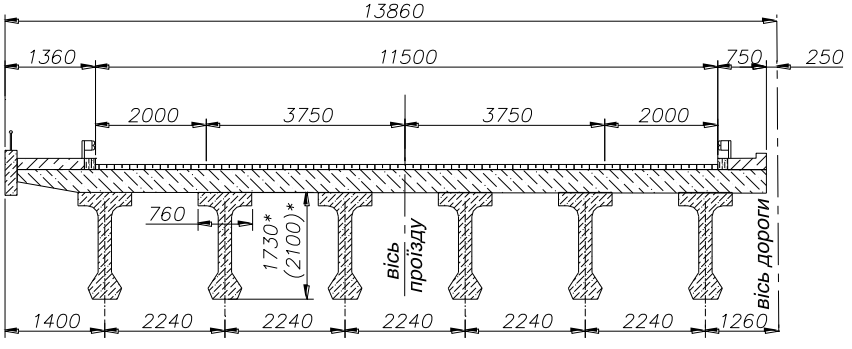


Рис. 17.14. Поперечное сечение бездиафрагменного пролетного строения

В *табл.17.14* приведены затраты материалов на 1 пог.м пролетного строения при нагрузках А-11 та А-15.

Таблица 17.14

	Затраты материалов на 1 пог.м пролетного строения			
	Сборный железобетон, $м^3$	Монолитный железобетон, $м^3$	Всего бетона, $м^3$	Арматура, кг
А-11 (СНиП [13])	2.93	2.4	5.33	191,6
А-15	3.51	2.4	5.91	230,0
Превышение, %	20	0	11	20

Обобщая результаты проектирования мостов по модели нагрузки А15, полагается возможным прогнозировать следующее:

- для железобетонных предварительно напряженных пролетных строений затраты бетона и обычной арматуры вырастают в среднем на 8-10%, а высокопрочной арматуры - до 20 %;
- расходы стали в сталежелезобетонных пролетных строениях вырастут на 8-10%.

При этом расходы материалов на опоры и фундаменты практически не увеличатся.

Модель временных подвижных нагрузок 2009 г. Что нового?

Модель временных подвижных нагрузок норм Украины ДБН В.1.2-15-2009. «Мости і труби. Навантаження і впливи» [5] разрабатывалась с 2006 г. и введен в действие с 1.09.2009 г. Модель следует рассматривать как один из очередных этапов ее модернизации с целью увеличения нагрузочного эффекта до уровня модели Еврокода [24]. Качественно и количественно новая модель не претерпела изменений и совпадает с моделью 2006 г. [6]. Ее геометрические и весовые параметры остались прежними. Увеличение нагрузочного эффекта произведено за счет изменения правил загружения проезжей части временной подвижной нагрузкой.

Первое из этих правил, наиболее весомое и принципиально новое, состоит в определении количества полос (колон) временной нагрузки, устанавливаемой в пределах ширины проезжей части. В новой модели вся ширина проезжей части, включая полосы безопасности, загружается полосовой нагрузкой АК. Расчетная ширина полосы принята равной 3,5 м, количество полос нагрузки определяется как целое число от деления ширины проезжей части (расстояние между барьерами безопасности) на 3,5 м.

Таким образом, в новой схеме загружения количество расчетных полос нагрузки АК, в общем случае, не совпадает с нормативным количеством полос дорожного движения (эта ширина равна 3,75 м). Кроме того, подчеркнем, что в новых правилах полосы безопасности оказываются загруженными. Количество расчетных полос нагрузки АК, в зависимости от габарита

проезжей части, теперь может оказаться на 1-2 больше, чем установленное количество полос дорожного движения.

Новая схема загружения временной нагрузкой проезжей части в большей степени соответствует модели Еврокода [24] и представляется значительно реалистичнее. Действительно, в часы «пик», транспорт совершенно игнорирует дорожную разметку, заполняя ширину проезда настолько, насколько «влезет». (Наверное, если бы на мосту не было барьеров безопасности, тяжелые транспортные средства у нас в часы пик ездили бы по тротуарам!)

Новой схеме поперечного загружения соответствуют новые значения коэффициентов, учитывающих вероятность появления нескольких полос движения одновременно. Принято для всех расчетов элементов мостов, загружаемых несколькими полосами нагрузки АК, воздействие первой полосы (которая создает наиболее неблагоприятный эффект) учитывать с коэффициентом s_1 = 1,0. С остальных полос (их нумерация принимается в порядке снижения нагрузочного эффекта) – нагрузка принимается с такими коэффициентами:

а) для тандемов нагрузки АК:

второй полосы – s_1 = 1,0;

третьей – s_1 = 0,75;

четвертой – s_1 = 0,5

пятой и далее – s_1 = 0,0;

б) распределенной полосовой нагрузки АК:

второй полосы и последующие – s_1 = 0,6.

Второе новое важное правило устанавливает схему размещения временной нагрузки в поперечном сечении для создания максимального нагрузочного эффекта в наиболее нагруженном элементе. В поисках такого положения временной нагрузки проектировщик моделирует различные поперечные установки нагрузки, проверяя неблагоприятные проектные ситуации. Одна из таких установок является обязательной. В нормах [7] эта ситуация формулируется так: «…обязательно вычисление усилий в элементах при таком размещении нагрузки АК, чтобы ось первой от тротуара полосы была расположена на расстоянии 1,5 м от края ездового полотна».

По предварительным оценкам, новая модель вызовет увеличение материальных затрат на 7-9% при ширине проезжей части в четыре полосы движения. Для мостов большей ширины – материальные затраты вырастут до 20 – 30%.

17.5 Оценка нагрузок от реального транспортного потока

В практике проектирования реконструкции или усиления пролетных строений мостов всегда представляет интерес вопрос об определении значений усилий от реального транспортного потока. Эти данные и их сопостав-

ление с нормативными важны при оценке и прогнозе технического состояния мостов.

Задача эта весьма сложна. Получение данных о воздействии транспортного потока на сооружение представляет собой кропотливую трудоемкую работу, которая, понятно, должно выполняться отдельно для каждого конкретного моста. Происхождение этого требования объясняется просто – случайные усилия в элементах моста зависят не только от интенсивности, структуры и скорости транспортного потока на рассматриваемом участке дороги, но и от параметров и конструкции моста. Сложной и неоднозначной есть статистическая обработка регистрируемых данных о транспортном потоке.

С другой стороны, нет единого подхода к методологии такой оценки. Распространенным есть прием оценки воздействия реального транспортного потока по экстремальным статистически определенным значениям нагрузки. В качестве примера такой оценки и для краткой, самой общей демонстрации процедуры приведем данные из работы сотрудников Центральной лаборатории дорог и мостов Франции [31].

Исследовались подвижная нагрузка и нагрузочные эффекты моста во Франции, на дороге А64 вблизи г. Мюре (Muret), в период июнь-сентябрь 2007 г. Целью исследования было получение новых данных о транспортном потоке и прогнозирование экстремальных значений реальных нагрузок.

Замеры включали транспортные средства общим весом более 35 кН. Интенсивность движения (P > 35 кН) в рабочие дни недели составляет 1500-1600 авт./день. В структуре транспортного потока преобладают тяжелые 5-осные грузовики (*табл.17.15*).

Таблица 17.15

Тип транспорта, количество осей	2	3	4	5	6
Количество в потоке, %	27	5	13	54	1

Гистограмма экстремальных значений нагрузки в потоке хорошо описывается бимодальным нормальным распределением:

$$f(x)=\frac{1-p}{\sqrt{2\pi}\sigma_1}\exp\left(-\frac{(x-\mu_1)^2}{2\sigma_1^2}\right)+\frac{p}{\sqrt{2\pi}\sigma_2}\exp\left(-\frac{(x-\mu_2)^2}{2\sigma_2^2}\right), \qquad (17.21)$$

где $\mu_1,\sigma_1,\mu_2,\sigma_2$ - математическое ожидание и стандарт первой и второй мод соответственно.

Для исследуемого потока параметры распределения имеют значения, приведенные в *табл. 17.16*.

Таблица 17.16

p	μ_1, кН	σ_1, кН	μ_2, кН	σ_2, кН
0,33	165	70	378	46

Полученные данные нагрузки экстраполируются бимодальным нормальным распределением (17.21) для периода повторяемости 1000 лет (17.19), как это принято в EN 1990 [22]. Получим экстремальное значение для периода повторяемости 1000 лет P_R = 680 кН. Это означает что экстремальное значение

временной нагрузки в 680 кН *не будет превышено* для данного моста в течение 50 лет с вероятностью 0,95.

Если принять для экстраполяции рекомендованное Еврокодом 1 распределение Гумбеля (17.12), приняв значения параметров

$$\alpha = \frac{\sqrt{2\ln(n)}}{\delta_2}; \tag{17.22}$$

$$u = \mu_2 + \sigma_2\left(\sqrt{2\ln(n)} - \frac{\ln(\ln(n) + \ln(4\pi)}{\sqrt{2\ln(n)}}\right), \tag{17.23}$$

где μ_2, σ_2 - математическое ожидание и стандарт второй моды; n - количество замеров, получим P_G = 958 кН.

Полученное экстремальное значение для периода повторяемости 1000 лет P_G = 1,45 P_R, т.е. в 1,45 выше значения, получаемого из реальной гистограммы фиксируемого транспортного потока. Отсюда следует вывод, что реальный транспортный поток, с высокой вероятностью, производит нагрузочный эффект на 45% ниже, чем модель LM1 Еврокода [24].

Этот вывод подтверждается еще раз в работе [16] данными исследования напряженно-деформированного состояния моста Роберваль вблизи г.Сенлис на дороге А1.

Исследовались напряжения и перемещения среднего сечения свободно-опертого железобетонного пролетного строения длиной 33 м. В поперечном сечении пролетное строение имеет 5 балок, объединенных диафрагмами. Измерялись напряжения и перемещения одновременно с фиксацией грузов проходящих в средине пролета. Целью исследования было получение новых данных о транспортном потоке и прогнозирование экстремальных значений факторов напряженно-деформированного состояния.

Замеры включали транспортные средства общим весом более 35 кН. Интенсивность движения (P > 35 кН) в рабочие дни недели на дороге А1 составляет 8500 авт./день. В структуре транспортного потока преобладают тяжелые 5-осные грузовики (*табл. 17.17*).

Таблица 17.17

Тип транспорта, количество осей	2	3	4	5
Количество в потоке, %	10	1	13	76

Превалирующее движение — тяжелые грузовики идущие по крайней полосе (77%). На *рис. 17.15* приведена характерная зарисовка движения по мосту. Заметим, что дорога А1 – одна из самых напряженных в Европе. Замеры, именно на этой дороге, в свое время послужили основной базой для построения модели временных нагрузок Еврокода.

По данным исследования сделаны выводы о том, что напряжения и перемещения от реальных нагрузок здесь в 1,5 раза ниже, чем вычисленные по модели нагрузки LM1 Еврокода [24].

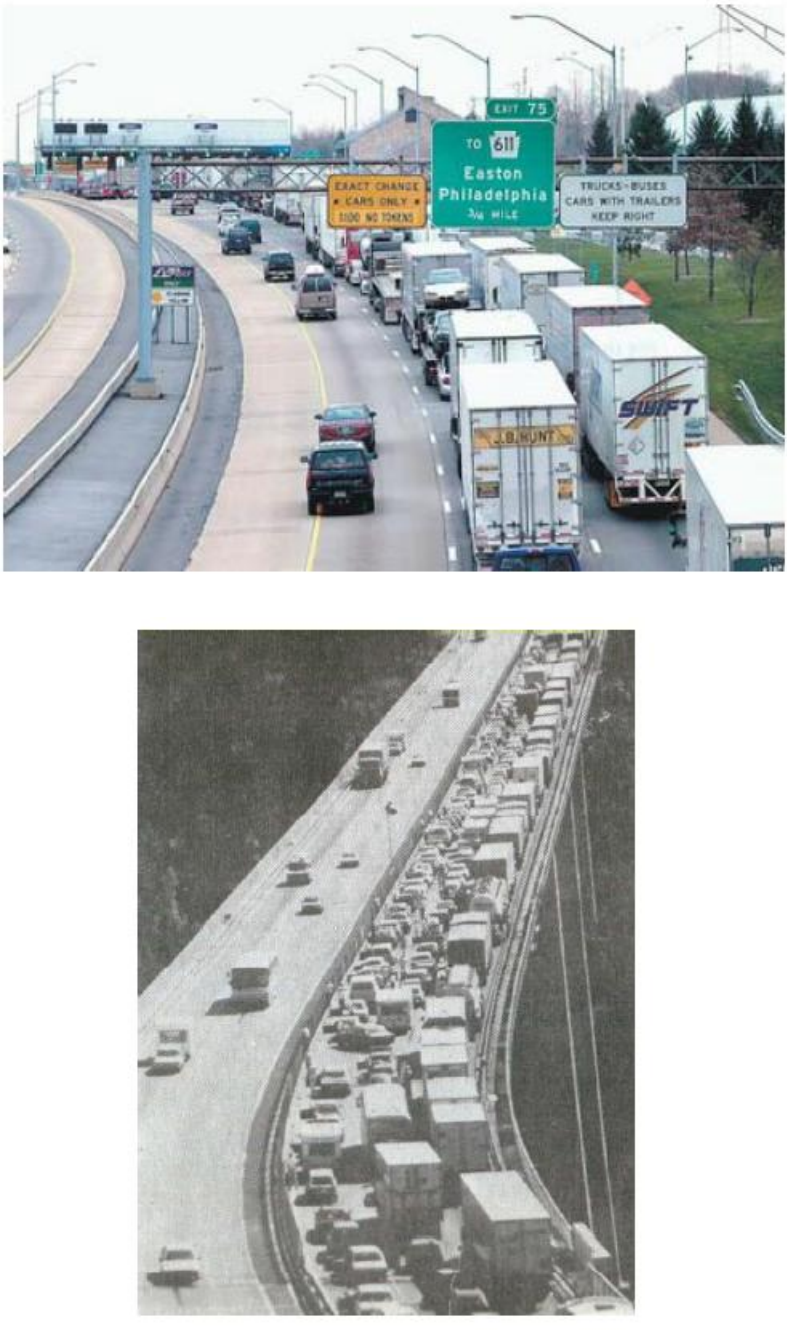


Рис. 17.15. К характеристике транспортного потока на мосту

Литература

1. Барченков А.И. Динамический расчет автодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1976, 198 с.
2. Батухтіна Г.Г. Пропозиція моделі рухомих навантажень автодорожніх мостів України // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип. 65, Київ, 2002, - с. 13 – 23
3. Васильев А.И. Методология системного подхода к нормированию и натурным исследованиям автодорожных мостов. – Автореферат дисс. на соискание ученой степени д.т.н., М.: 2003, 42 с.
4. Васильев А.И. Нормирование временных вертикальных нагрузок на автодорожные мосты. // Сб. трудов ЦНИИС, вып. 80, М.: 1973.— С. 54-63
5. ДБН В.1.2-15-2009. Мости і труби. Навантаження і впливи / Мінрегіонбуд України.- К.: 2009.
6. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування / Мінбуд України. – К.: ІнформАвтоДор, 2006.- 359 с.
7. ДБН В.2.3-22-2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування / Мінрегіонбуд України.- К.: ІнформАвтоДор, 2009
8. Корнієв М.М., Лантух-Лященко А.І. До концепції національних норм з проектування та розрахунку мостів. // Системні методи керування, Вип..8, Київ, 1999. – с.174 – 177.
9. Лантух-Лященко А.И. Якими мають бути українські норми проектування транспортних споруд. Вісник НТУ/ТАУ №6, Вид. НТУ, К.: 2002 с. 203 - 209
10. Лантух-Лященко А.І. Зб. Аналіз надійності мостів в рамках ЄВРОКОДА 1. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип. 59, Київ, 2000, - с. 143 – 149
11. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность.//М: Стройиздат. – 1978 – 239 с.
12. СН 200-62 Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. М.: Трансжелдориздат. – 1962. – 328 с.
13. СНиП 2.05.03-84 “Мосты и трубы”, Госстрой СССР. – М.: ЦИТП. 1985.- 200 с
14. Улицкий Б.Е., Васильев А.И. О нормах временных вертикальных нагрузок на автодорожные мосты. – Транспортное строительство, №8, М.: 1969
15. Ятченко В. До проблеми рухомих навантажень в проекті ДБН “Мости і труби. Правила проектування”. Зб. «Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій”.- Вип.5, Львів, Каменяр, Л.: 2005, с. 91-102
16. Arroyo M., Hannachi M., Siegert D., Jacob B. Extreme Traffic Load Effects on Medium Span Bridges// Civil Structural Heath Monitoring 2, CSHM2// 2008, Taormina - Sicily (Italy)// Laboratoire Central de Ponts et Chaussés (LCPC)
17. Bachoum M. /Trafficc Actions for the Design of Long and Medium Span Road Bridges. A Comparison of International Codes/ - IABSE Colloquium.- Basis of Design and Actions on Structures, Vol. 74.- Delft: 1996. pp 541-550.
18. Brules A. Determination des action pour le calcul des ponts-routes/ - IABSE Colloquium on Fatigue of Steel and Concrete Structures, Lausanne: 1982. pp 237-24..
19. Bruls A., Calgaro J.-A., Mathieu H., Prat M. /ENV 1991 Part 3: The main models on traffic loads on road bridges. Background studies/ - IABSE Colloquium.- Basis of Design and Actions on Structures, Vol. 74.- Delft: 1996. pp 215-227
20. Bruls A., Croce P., Sanpaolesi L., Sedlachek G. ENV 1991 – Part 3: Traffic loads on bridges Calibration of road load modeles for road bridges. - IABSE Colloquium.- Basis of Design and Actions on Structures, Vol. 74.- Delft: 1996. pp 439-453

21. Crespo-Mingullon C., Casas J. / Traffic Loads in EC-1. How do they suit to highway bridges in Spain/ - IABSE Colloquium.- Basis of Design and Actions on Structures, Vol. 74.- Delft: 1996. pp 521 – 527 .
22. EN 1990:2001. Eurocode: Basis of Structural Design. – Brussels: CEN, 2001.- 89 p
23. EN 1991-1-1. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads. — Brussels: CEN, Jul 2002.— 43 p.
24. EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges CEN, Brussels: 2003.- 164 p.
25. Eymard R., Jacob B. /Un nouveau logiciel: le programme CASTOR pour le Calcul des Actions et des Sollicitations du Trafic dans les Ouvrages Routiers/ - Bull. liaisons des LPC, № 164, nov.-dec. 1989. pp 64-77
26. Flint R., Jacob B. /Extreme Traffic Loads on Road Bridges and Target Values of their Effects for Code Calibration / IABSE Colloquium.- Basis of Design and Actions on Structures, Vol. 74.- Delft: 1996. pp 469-477
27. Jacob D., Maillard J.B., Gorse J.F. Probabilistic Traffic Load Model and Extreme Loads on a Bridge, ICOSSAR'89 Proceedings, San Francisco, 1989
28. Jacob B. Kretz Th. /Calibration of bridge fatigue loads under real traffic conditions/ - IABSE Colloquium.- Basis of Design and Actions on Structures, Vol. 74.- Delft: 1996. pp 479-487.
29. Melchers, R.E. Structural Reliability Analyssis and Prediction/ Second Edition. John Wiley & Sons.- New York: 1999, 437 p.
30. RECHERCHE ROUTIERE. Evaluation de la capacité portantes des ouvrages d'art. Rapport préparé par un groupe de recherche routiers de l'OCDE. – Déc. 1979: Paris, France, 134 p.
31. Sedlachek G. et coll. Relationship between Eurocode 1 and the "material" oriented eurocodes, p.121-140 in Report IABSE Colloquium Delft 1996. Publisher ETH – Honggerberg, Zurich, Switzerland

18. НАГРУЗКИ В ПРОЦЕССЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Проблема анализа нагрузок, действующих на сооружение в процессе его возведения, имеет несколько принципиальных аспектов.

- Во-первых, процесс строительства обычно непродолжителен по сравнению со сроками использования здания или сооружения по назначению. Следовательно, вероятность реализации обычно используемых значений расчетных нагрузки уменьшается, что позволяет оперировать пониженными значениями расчетных нагрузок.
- Во-вторых, конфигурация объекта не соответствует его окончательному образу, что меняет не только значение, но и распределение многих нагрузок (например, ветровой или снеговой).
- И, наконец, здание или сооружение может быть подвержено воздействию специфических нагрузок, которые отсутствуют в списке возможных воздействий на готовое сооружение (нагрузки от монтажных кранов, нагрузки от складируемых строительных материалов и т.п.).

По своей физической природе «монтажные нагрузки» чаще всего не отличаются от расчетных нагрузок, рассмотренных в предыдущих разделах книги, но указанные особенности дают возможность говорить о них как о некоторых специальных воздействиях.

18.1. Влияние продолжительности фазы возведения

Известно, что при расчете конструкций, включая и выбор значений используемых расчетных нагрузок, следует ориентироваться на тип расчетных ситуаций [1], [3]:

- установившиеся, для которых характерна продолжительность реализации T_{sit} того же порядка, что и установленный срок эксплуатации объекта T_{ef};
- переходные, для которых характерна небольшая по сравнению с установленным сроком эксплуатации T_{ef} продолжительность реализации T_{sit};
- аварийные, для которых характерна малая вероятность появления P_{sit} и, как правило, невелика продолжительность реализации $T_{sit} << T_{ef}$, но они являются весьма важными с точки зрения последствий вероятных отказов.

Проверки, выполняемые для условий строительства, относятся к переходным расчетным ситуациям и, как нетрудно видеть, их

кратковременность дает принципиальную возможность снизить расчетные значения большинства временных нагрузок. В частности, в отечественной традиции установилось правило, которое мы приведем в формулировке норм [2] – при определении расчетных сочетаний нагрузок для конструкций и оснований в период возведения зданий и ооружений вощедшие в расчетные сочетания снеговые, ветровые, гололедные нагрузки, а также температурные климатические воздействия следует снижать на 20%.

Использование этого правила не требует указания продоложительность фазы возведения сооружения, важным оказывается лишь сам факт, что такая фаза рассмат ривается. Именно с тем, что никакая дополнительная информация не используется связана весьма робкая величина снижения нагрузки. Если же орентироваться на использование дополнительных данных, то как показано далее, можно получить значительно больший эффект.

В первой главе мы уже указывали, что вероятность появления за один произвольно взятый год воздействия со средним сроком повторяемости T_c лет составляет $1/T_c$, а вероятность того, что такое воздействие F_c ни разу не возникнет за срок эксплуатации T лет, может быть вычислена по формуле

$$P = (1 - 1/T_c)^T, \qquad (18.1)$$

если считать случайные годовые максимумы статистически независимыми. *Табл. 1.2* иллюстрировала связь между P и T_c применительно к обычно принимаемому значению срока эксплуатации T = 50 лет. Если рассматривать ситуацию возведения, которая длится намного меньше, и исходить из допустимоого уровня обеспеченности $1 - P$ = 0,02, то рассматривая (18.1) как уравнение относительно T, мы получим для различных сроков возведения данные, представленные в *табл. 18.1*.

Таблица 18.1

Продолжительность фазы строительства, лет	0,01	0,1	0,3	1,0
Средний период повторяемости T_c, лет	1,15	5,47	15,35	50

Близкие к этому значения приводятся в качестве рекомендуемых величин в Еврокоде-1 [7]. Они приводятся в *табл. 18.2*.

Таблица 18.2

Номинальная продолжительность фазы строительства	Средний период повторяемости T_c, лет
менее 3 дней	2[1)]
от 3 дней до 3 месяцев	5[2)]
от 3 месяцев до 1 года	10
свыше 1 года	50

[1)] Допускается использование значение скорости ветра меньшее, чем для периода повторяемости 2 года, если используется надежный метеопрогноз.

[2)] Допускается использование значение скорости ветра меньшее, чем для периода повторяемости 5 лет, если используется статистика скоростей ветра, замеренных на площадке строительства.

Что касается самого расчетного значения нагрузки со средним периодом повторяемости, отличающимся от принимаемых для установившихся расчетных ситуаций (обычно для 50-летнего срока эксплуатации сооружения), то современные нормативные документы такую возможность проектировщику предоставляют. Так, например, для снеговой нагрузки Еврокод [8] приводит формулу

$$S_n = S_k \frac{1 - V\left(\sqrt{6}/\pi\right)\left[\ln\left(-\ln\left(1-P_n\right)\right) + 0,57722\right]}{1 + 2,5923V}, \qquad (18.2)$$

которая позволяет определить характеристическое значение снеговой нагрузки, соответствующее сроку эксплуатации n лет.

S_k — характеристическое значение снеговой нагрузки на уровне грунта (со средней повторяемостью 1 раз в 50 лет);

S_n — характеристическое значение снеговой нагрузки на уровне грунта (со средней повторяемостью 1 раз в T_{sit} лет);

P_n — среднегодовая вероятность возникновения ситуации (приближенно равная $1/T_{sit}$);

V — коэффициент вариации годовых максимумов снеговой нагрузки.

Графическая иллюстрация коэффициента снижения снеговой нагрузки представлена на *рис. 18.1*.

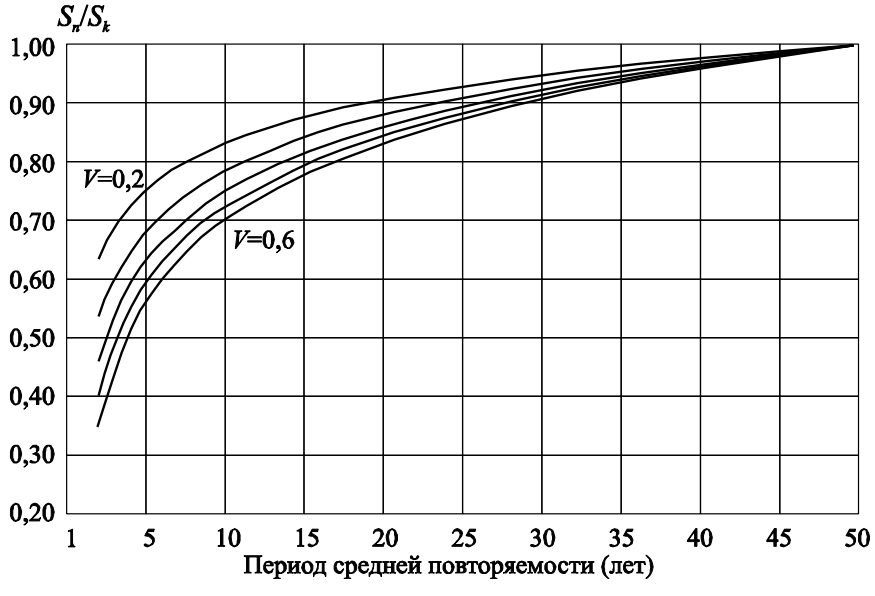


Рис. 18.1. Коэффициент снижения снеговой нагрузки

Для ветровой нагрузки согласно указаниям [9] можно использовать коэффициент уменьшения ветрового напора C_{prob}, указанный в п. 4.2 этого документа

$$C_{prob} = \sqrt{\frac{1-0,2\ln(-\ln(1-p))}{1-0,2\ln(-\ln 0,98)}}\,. \qquad (18.3)$$

При p = 0,1 (средний период повторяемости 10 лет) C_{prob}= 0,90.

Аналогичные возможности предоставляют новые нормы Украины [2], где представлены значения коэффициентов надежности по предельному значению γ_{fm} для снеговой (*табл. 18.3*) и ветровой (*табл. 18.4*) нагрузок, зависящие от среднего периода повторяемости T_c.

Таблица 18.3

T_c, лет	1	5	10	20	40	50
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00

Таблица 18.4

T_c, лет	5	10	15	25	40	50
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00

Обе эти таблицы соответствуют аппроксимирующей формуле

$$\gamma_{fm}(T_{err}) = 0,24 + 0,195\ln(T_{err})\,, \qquad (18.4)$$

которая может использоваться при нетабличных значений срока строительства T_{err}.

18.2. Специфические нагрузки

Специфические нагрузки, возникающие в процессе возведения здания или сооружения, детально перечислены в Еврокоде [7]. Эти нагрузки не возникают вне стадии возведения и именно в этом смысле являются специфическими. Представленный в Еврокоде иллюстрированный список из шести видов таких нагрузок можно увидеть в *табл. 18.5*. Там же приводятся рекомендации по выбору значений указанных нагрузок, хотя, естественно, такого рода рекомендации могут служить только ориентиром, и более точные сведения могут быть найдены из проекта производства работ.

Таблица 18.5

Иллюстрация	Описание
	Q_{ca} - Рабочий персонал, штат и посетители, возможно с ручными инструментами или другим инвентарем. Моделируется как равномерно распределенная нагрузка q_{ca} и прикладывается в наиболее неблагоприятном месте. Рекомендуемое значение: $q_{ca,\,k} = 1{,}0$ кН/м^2
	Q_{cb} – Временное складирование строительных материалов и оборудования. Моделируется как распределенная нагрузка q_{cb} или сосредоточенное воздействие F_{cb}. Для мостов, например, рекомендуются следующие минимальные значения: $q_{cb,\,k} = 0{,}2$ кН/м^2; $F_{cb,\,k} = 100$ кН.
	Q_{cc} – Временное оборудование и приспособления в рабочем состоянии: • неподвижные (например, подмости, опалубка, машины, контейнеры); • в движении (например, подвижная опалубка, противовесы). Если более точная информация недоступна, нагрузки могут быть смоделированы равномерно распределенной нагрузкой с рекомендуемым минимальным характеристическим значением $q_{cc,\,k} = 0{,}5$ кН/м
	Q_{cd} - Передвижные тяжелые машины и оборудование, например, подъемные краны, транспортные средства, тяжелые грузоподъемные механизмы и приспособления.

Иллюстрация	Описание
	Q_{ce} – Скопление отходов и строительного мусора, отвалы грунта.
	Q_{cf} – Вес монтируемых частей конструкции во временной конфигурации, например, во время подъема.

Следует заметить, что в некоторых случаях, в особенности при нетривиальных способах возведения, нагрузка Q_{cd} может быть весьма значительной (см. *рис. 18.2*) и возможность ее восприятия должна быть тщательно обоснована.



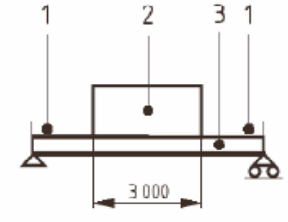
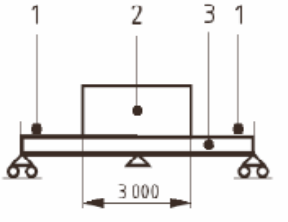
Рис. 18.2. Специальная монтажная оснастка при навесной сборке моста

Еврокод [7] также приводит дополнительные указания относительно специального учета возможных горизонтальных компонент специфических нагрузок строительно-монтажной стадии, рекомендуя принимать их в размере

1,5% от соответствующих вертикальных нагрузок для зданий и в размере 1,5% – для мостов.

Что касается нагрузки Q_{cf}, то здесь следует заметить, что специфические значения могут относиться к весу вновь укладываемого бетона, которая должна учитываться при расчете опалубки и подмостей. Схема действия такой нагрузки и ее значения могут быть взяты из *табл. 18.6*.

Таблица 18.6

Воздействие (нумерация на схеме)	Нагружаемая площадь	Нагрузка
(1)	Окрестность рабочей площади	0,75 Q_{ca}
(2)	В рабочей площади 3 х 3 м. (или на всей длине пролета, если он меньше 3 м)	Добавочные 10% собственного веса бетона, но не меньше чем 0,75 кН/м^2 и не больше чем 1,5 кН/м^2. (включает Q_{ca} и Q_{cf})
(3)	Фактическое пространство	Собственный вес опалубки, заполненной бетоном (Q_{cc}) и вес
 		

.

Литература

1. ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 386-97). Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.— М.: Изд-во стандартов, 1988.— 10 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система надежности и безопасности в строительстве. Нагрузки и воздействия.— К.: 2006. – 36 с.
3. ДБН В.1.2-14:2006. Система надежности и безопасности в строительстве. Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований.— К.: 2009. –64 с.
4. Пашинский В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції.— К.: Вид-во УКРНДІПСК, 1999.— 185 с.
5. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Ветровая нагрузка на строительные конструкции. − Полтава: АСМИ, 2005. − 342 с.
6. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

7. EN 1991-1-6. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-6: General actions – Actions during execution. — Brussels: CEN, Dec 2005.
8. EN 1991-1-3 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: General actions - Snow loads. — Brussels: CEN, Dec 2005.
9. EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions - Wind loads. — Brussels: CEN, Dec 2005.

19. ДАВЛЕНИЕ СЫПУЧЕГО МАТЕРИАЛА

Нагрузку от давления сыпучего материала следует рассматривать совместно с конструкциями, на которое это давление передается. К таким конструкциям принято относить бункера и силоса, а также стены различного рода складов. Бункерами принято называть емкости, в которых в процессе истечения сыпучего материала не учитывается трение между материалом и стенами емкости. В силосах напротив трение сыпучих материалов о стены велико и поэтому учитывается в расчётах всегда. Сразу отметим, что в иностранной литературе термин «бункер», употребляется редко и все ёмкости для хранения сыпучих материалов принято называть силосами (silos). С другой стороны, нередко можно встретить обратную ситуацию, когда английский термин «silos» специально замещается словом «бункер» (см., например, [4]). Чтобы не вносить путаницу в дальнейшее изложение материала, договоримся все емкости по хранению сыпучих материалов называть силосами. Кроме стилистического предпочтения это обяжет нас всегда рассматривать трение сыпучего материала о стены емкости.

19.1. Общие сведения о давлении сыпучего материала

Давление сыпучих материалов на различные конструктивные элементы силосных емкостей можно представить в виде схемы, показанной на рис. 19.1. В этой схеме можно выделить следующие шесть компонентов давления:

- вертикальное равномерно распределённое давление $p_v(z)$;
- равномерно распределённое по периметру горизонтальное давление $p_h(z)$;
- вертикальное давление на стенки от сил трения $p_f(z)$;
- начальное вертикальное давление на уровне верха днища (воронки) $p_{v,0}$;
- фактическое вертикальное давление на днище (воронку) p_n;
- нормальное к поверхности днища (воронки) давление p_α;
- касательное к поверхности днища (воронки) давление p_τ.

Давление $p_v(z)$ является основным, так как через него вычисляются все остальные пять компонентов давления. Определить его можно по формуле:

$$p_v(z) = \frac{\gamma_g \cdot \rho}{k_g \cdot f_g} \cdot A(z) . \qquad (19.1)$$

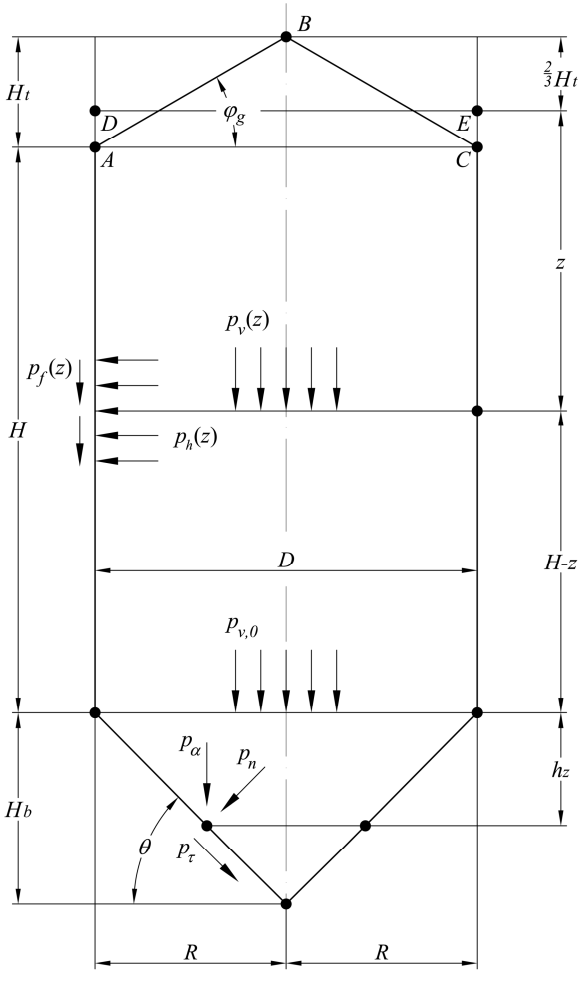


Рис. 19.1. Общая схема распределения давления на различные элементы силоса

Коэффициент k_g носит название коэффициента бокового давления, а безразмерная функция $A(z)$, которую мы ввели для краткости записи формулы (19.1), отражает характер изменения давления по высоте силоса:

$$k_g = tg^2(\pi/4 - \varphi_g/2), \tag{19.2}$$

$$A(z) = 1 - \exp\left[-k_g \cdot f_g \cdot z/\rho\right], \tag{19.3}$$

где γ_g, φ_g и f_g − соответственно объёмный вес, угол естественного откоса и коэффициент трения сыпучего материала (для некоторых материалов их значения приведены в табл. 19.1); ρ − гидравлический радиус, равный отношению площади поперечного сечения силоса к периметру.

Таблица 19.1

Сыпучие материалы	γ_g, кН/м^3	φ_g	k_g	f_g	
				по бетону	по металлу
Сельскохозяйственные продукты – нормативные значения в соответствии с [1, 3]					
Зерно (пшеница, рожь, ячмень, овёс, кукуруза в зерне и т.д.), бобовые семена, крупа, зерновое сырьё комбикормовых заводов, гранулированные комбикорма и отруби	8,0	25	0,406	0,4	0,4
Комбикорма всех видов (кроме гранулированных), семена подсолнечника и трав	5,5	40	0,217	0,4	0,4
Кукуруза в початках	4,5	30	0,333	0,4	0,4
Мука (пшеничная, ржаная и др.) и мучнистые продукты при высоте силоса, м:					
до 15	6,5	25	0,406	0,6	0,5
свыше 15	7,0	40	0,217	0,3	0,3
Отруби (кроме гранулированных) при высоте силоса, м:					
до 15	4,0	35	0,271	0,7	0,6
свыше 15	4,5	40	0,217	0,3	0,3
Продукты строительной, химической и угольной промышленности – унифицированные значения в соответствии с [6]					
Глина влажная и мокрая, песок, насыщенный водой	20,0	20	0,350	0,3	0,2
Глина сухая, клинкер цементный, песок сухой, цемент	16,0	30	0,333	0,6	0,3
Гравий сухой и мокрый, камень тяжёлый, щебень	20,0	30	0,333	0,5	0,5
Древесные опилки воздушно-сухие	2,5	35	0,271	0,5	0,3
Мел дробленный	14,0	40	0,217	0,5	0,3
Шлак	12,0	30	0,333	0,5	0,3
Селитра	12,0	40	0,217	0,5	0,3
Карбид	9,0	30	0,333	0,5	0,3
Сода кальцинированная	6,0	40	0,217	0,3	0,3
Кокс	6,0	40	0,217	0,8	0,5
Уголь-антрацит и каменный	10,0	35	0,271	0,5	0,3
Уголь бурый	8,0	35	0,271	0,5	0,3

Заметим, что координата z в формуле (19.3) – расстояние от поверхности сыпучего материала до рассматриваемого сечения, − отсчитывается от некоторого уровня D-E на рис. 19.1. Для силосов малого диаметра, как правило 12 м, этот уровень совпадает с уровнем верха стен, а для силосов большого диаметра, как правило более 12 м, уровень D-E устанавливается на расстоянии 2/3 от вершины конуса засыпки (точка B). Эта идеализация позволяет уйти от рассмотрения конусной засыпки силоса (ломанная ABC) и перейти к рассмотрению силоса с горизонтальной поверхностью засыпки.

На основе формулы (19.1) компоненты давления $p_h(z)$ и $p_f(z)$, действующие на стены силоса, можно выразить в следующем виде:

$$p_h(z) = k_g \cdot p_v(z), \tag{19.4}$$

$$p_f(z) = k_g \cdot f_g \cdot p_v(z). \tag{19.5}$$

Вертикальное давление $p_{v,0}$ на уровне верха воронки силоса устанавливается по формуле (19.1) при $z = H + H_t / 3$, где $H_t = D \cdot tg(\varphi_g) / 2$. Отсюда легко получить вертикальную составляющую давления на глубине h_z от основания воронки (см. рис. 19.1):

$$p_\alpha(h_z) = p_{v,0} + \gamma_g \cdot h_z. \tag{19.6}$$

Нормальная $p_n(h_z)$ и касательная $p_\tau(h_z)$ составляющие давления на глубине h_z выражаются через $p_\alpha(h_z)$ на основе простейших тригонометрических зависимостей:

$$p_n(h_z) = p_\alpha(h_z) \cdot [\cos^2\theta + k_g \cdot \sin^2\theta], \tag{19.7}$$

$$p_\tau(h_z) = p_\alpha(h_z) \cdot (1 - k_g) \cdot (\cos\theta \cdot \sin\theta). \tag{19.8}$$

Таким образом, соотношения (19.1) – (19.8) полностью определяют все компоненты давления, создаваемые сыпучим материалом на стенки и днища силоса. Стоит однако заметить, что все они относятся к так называемым симметричным статическим давлениям, которые имеют место при полном или частичном симметричном заполнении силосной ёмкости. Когда заполнении ёмкости происходит с эксцентриситетом или рассматривается расчётная ситуация, связанная с выгрузкой сыпучего материала, возникают дополнительные локальные давления, имеющие как статическую, так и динамическую природу. Формульная интерпретация этих давлений в разных нормах своя и по большей части имеет полуэмпирический характер. В виду этого приводить некоторые обобщённые зависимости безотносительные к нормам проектирования в данном параграфе некорректно.

Важно также помнить, что величины всех компонентов давления сыпучего материала сильно зависят от принятых расчётных значений физико-механических свойств материала (плотности, коэффициента трения и угла естественного откоса). Эти значения назначаются либо по справочным материалам (см. табл. 19.1), либо по данным оперативных экспериментальных исследований (т.е. данных, полученных непосредственно перед проведением проектных работ). Однако всегда будет наблюдаться определённый статистический разброс. К числу причин этого разброса относится следующее: 1) значения параметров зависят от уровня давления и формы деформаций; 2) форма частиц, их размеры и распределение по размерам могут играть разную роль в эксперименте и в силосе; 3) влияние влажностного режима; 4) наличие динамических воздействий (эффект уплотнения частиц); 5) коррозия и химическая реакция между материалом, влагой и стенкой; 6) стирание и износ, которые могут делать стенки силоса более шероховатыми; 7) накопление жирных отложений на поверхности стенки.

19.2. Давление сыпучего материала в нормах Eurocode

В Общеевропейских нормах [8] представлен довольно обширный инструментарий для определения нагрузок от давления сыпучего материала на конструкции силосов. Одной из главных причин этой «обширности» является то, что при схематизации воздействий Eurocode [8] принимает во внимание не только геометрию силосов и физические свойства хранимого в них материала, но и рассматривает возможное поведение сыпучего потока при разгрузке. Рассматриваются следующие три ситуации:

- *массовый поток* (рис. 19.2-а) – ситуация, когда весь сыпучий материал силоса находится в движении во время выгрузки;
- *трубчатый поток* (рис. 19.2-б) – ситуация, при которой часть сыпучего материала, расположенного возле стенок, находится в состоянии покоя по всей высоте силоса, а в движение приходит материал, заключённый либо между двумя неподвижными сыпучими массами, либо между сыпучей массой и стенкой силоса;
- *смешанный поток* (рис. 19.2-в) – ситуация, при которой вверху силоса наблюдается движение всей сыпучей массы, а внизу образуются неподвижные зоны, между которыми происходит выгрузка материала.

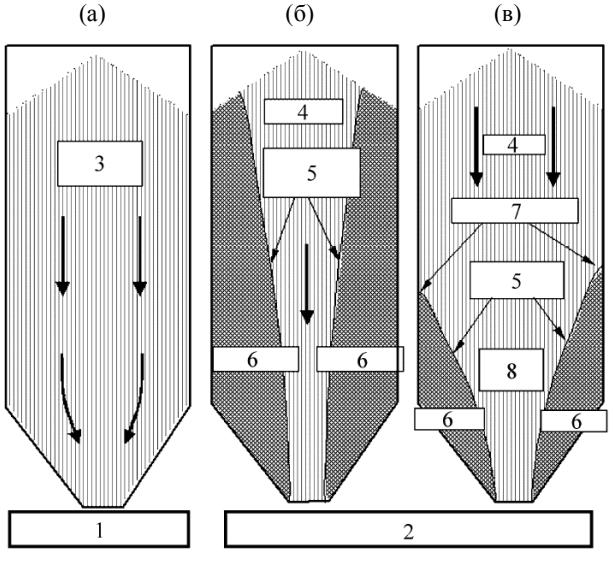


Рис. 19.2. Основные формы поведения сыпучего материала в силосе при разгрузке:
а) массовый поток; б) трубчатый поток; в) смешанный поток:
1 – массовый поток; 2 – конический поток; 3 – весь материал в движении;
4 – текучий материал; 5 – границы канала потока; 6 – неподвижный материал;
7 – эффективный переход; 8 – эффективная воронка

В свою очередь, расчётная ситуация «трубчатый поток» может проявляться в четырёх формах, проиллюстрированных на рис. 19.3. При этом, если трубчатый поток всегда находится в середине сыпучего материала (см. рис. 19.3-а, б), то дополнительное давление, возникающее на стенки и днище силоса при разгрузке допускается не учитывать. Данная ситуация характерна для силосов малой гибкости (соотношение высоты стенки H и диаметра D заключено в пределах $0,4 < H / D < 1,0$) с симметричной разгрузкой от действия силы тяжести и силосов с механической системой разгрузки на поверхности сыпучего материала, обеспечивающей реализацию состояния «внутренний трубчатый поток». Если в ситуации «трубчатый поток» или «смешанный поток» имеет место контакт сыпучего материала со стенкой силоса, то при сборе нагрузок необходимо учитывать дополнительную нагрузку от несимметричного давления (рис. 19.3-в, г и 19.4-а). Расчётные случаи, показанные на рис. 19.4-б и 19.4-в, характеризующиеся асимметричным расположением сыпучего материала по высоте силоса и выгрузной воронки в плане, характерны для очень гибких силосов ($H / D \geq 2,0$), заполненных с эксцентриситетом или заполненных с расслоением сыпучего материала (последнее служит причиной неравномерной плотности сыпучего материала по высоте силоса).

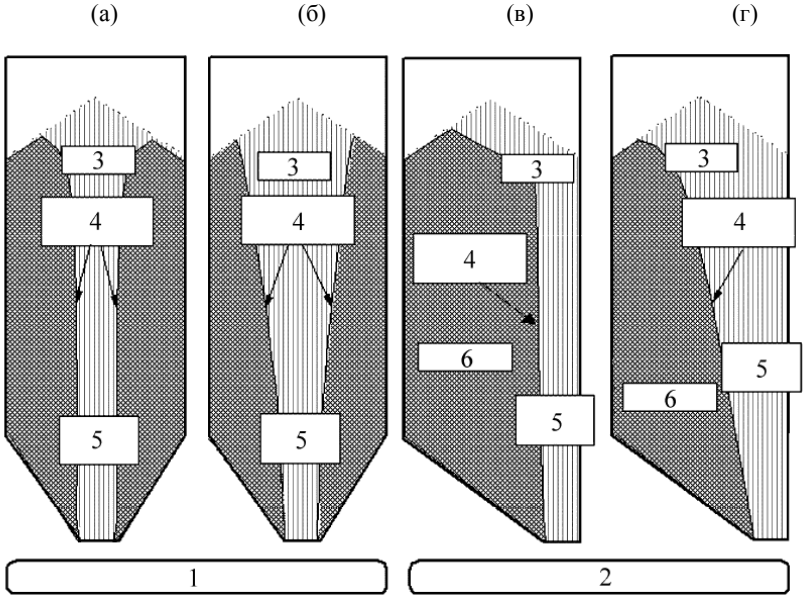


Рис. 19.3. Формы поведения сыпучего материала для ситуации «трубчатый поток»: а) параллельный трубчатый поток; б) трубчатый поток переменнного сечения; в) внецентренный параллельный трубчатый поток; г) внецентренный трубчатый поток переменного сечения: 1 – внутренний трубчатый поток; 2 – внецентренный трубчатый поток; 3 – текучий материал; 4 – границы канала потока; 5 – труба текучего материала; 6 – неподвижный материал

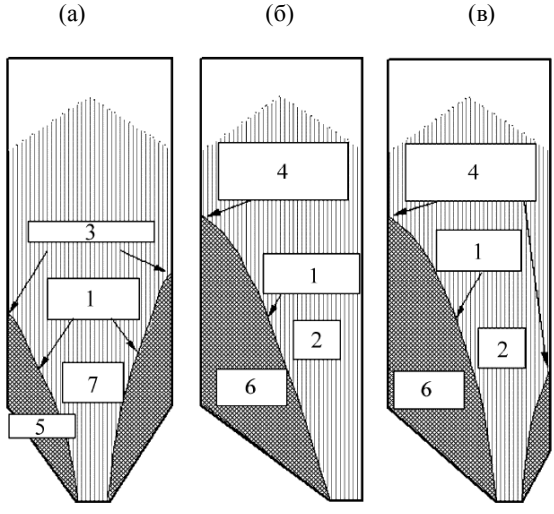


Рис. 19.4. Формы поведения сыпучего материала для ситуации «смешанный поток»: а) симметричный смешанный поток; б) полностью несиметричный смешанный поток; в) частично несиметричный смешанный поток: 1 – границы канала потока; 2 – зона потока; 3 – эффективный переход; 4 – эффективный переход по периметру силоса; 5, 6 – неподвижный материал; 7 – эффективная воронка

Давление на вертикальные стенки

Основные компоненты давления, указанные на рис. 19.1 и интерпретируемые как симметричные нагрузки при заполнении силоса, определяются в общеевропейских нормах по формулам аналогичным (19.1) – (19.5). К числу других давлений, которые обязывает рассматривать Eurocode [8], относятся:

- несимметричные нагрузки от давления сыпучего материала при заполнении;
- симметричные нагрузки от давления сыпучего материала при выгрузке;
- несимметричные нагрузки от давления сыпучего материала при выгрузке:
  - при симметричном расположении выгрузной воронки;
  - при несимметричном расположении выгрузной воронки.

Методы определения указанных давлений связываются в нормах [8] с двумя принципиальными вещами: с высотой силоса и классом воздействия на него. По высоте различают силоса: гибкие ($H \geq 2,0D$), промежуточной гибкости ($D < H < 2,0D$), малой гибкости ($0,4D < H \leq D$) и опорные ($H < 0,4D$). Воздействие на силос регламентируется тремя классами. К первому классу относятся все силоса объёмом менее 100 тонн. К третьему классу – силоса объемом более 10000 тонн либо силоса объёмом более 1000 тонн, в которых удовлетворяется неравенство $e_0 / D > 0,25$ или $e_t / D > 0,25$, где e_0 и e_t – эксцентриситеты центра выгрузной воронки и вершины насыпного конуса при заполненном силосе (см. рис. 19.5). Ко второму классу следует относить ёмкости, которые не включены в классы 1 и 3.

Несимметричные нагрузки от давления сыпучего материала при заполнении. Нагрузки данного типа служат для представления случайной асимметрии нагрузки, связанной с эксцентриситетом заполнения и несовершенством процесса заполнения. Для силосов класса воздействия 1 эти нагрузки допускается не учитывать. Для других классов предусмотрена формула:

$$p_{pf} = C_{pf} \cdot p_h(z), \tag{19.9}$$

где C_{pf} – коэффициент местной нагрузки при заполнении:

$$C_{pf} = 0,21 \cdot C_{op} \cdot \left[1 + 8 \cdot \left(\frac{e_f}{D}\right)^2\right] \cdot \left\{1 - \exp\left[-1,5 \cdot \left(\frac{H}{D} - 1\right)\right]\right\}, \tag{19.10}$$

где e_f – максимальный эксцентриситет насыпного конуса на поверхности сыпучего материала при заполнении (см. рис. 19.5); C_{op} – коэффициент местной нагрузки материала, значения которого табулированы нормами [8] (например, для пшеницы $C_{op} = 0,5$, сахара $C_{op} = 0,4$, кукурузы $C_{op} = 0,9$).

Давление p_{pf} прикладывается к стенке силоса на участке длиной $s \approx 0,2D$. Положение этого участка по высоте, а также характер распределения давления p_{pf} зависят от типа силоса: *толстостенный силос* (как правило, железобетонный), *тонкостенный* силос (как правило, металлический) и *полигональный* силос, т.е. силос не кругового очертания в плане.

Для толстостенных цилиндрических силосов местное давление p_{pf} следует принимать действующим наружу по двум противоположным квадратным площадкам длиной s (см. рис. 19.6-а, обращая внимание на то, что расстояние s измеряется вдоль криволинейной поверхности). Дополнительно к приложенному давлению p_{pf} по длине оставшегося криволинейного периметра на той же высоте стенки необходимо прикладывать направленное в середину местное давление $p_{pfi} = p_{pf} / 7$. Положение площадки, на которой действуют местные давления p_{pf} и p_{pfi}, произвольно по высоте. Однако для силосов класса воздействия 2 допускается применять упрощённый подход, в котором местные давления p_{pf} и p_{pfi} прикладываются на середине высоты силоса. При этом результаты статического расчёта силоса при таком положении местных давлений разрешается использовать для определения приближённых значений результирующих напряжений по всей высоте стенки.

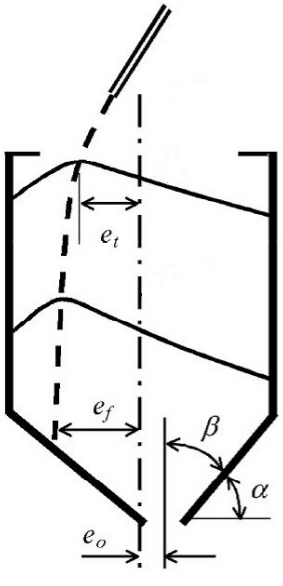


Рис. 19.5. Эксцентриситеты при определении давлений

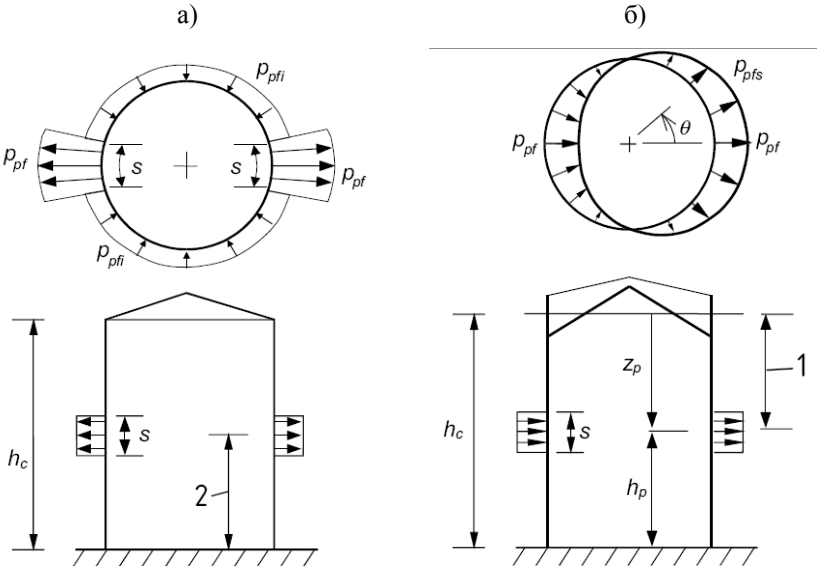


Рис. 19.6. Местные нагрузки от заполнения цилиндрического силоса:
а) толстостенный силос; б) тонкостенный силос

Для тонкостенных цилиндрических силосов, удовлетворяющих соотношению $D/t > 200$, где t − средняя по высоте силоса толщина стенки, местное давление от заполнения силоса должно прикладываться в соответствии со схемой рис. 19.6-б, т.е. изменяться от максимального значения давления p_{pf}, направленного наружу, с одной стороны к значению давления p_{pf}, направленного в середину, на противоположной стороне. Промежуточные значения давления по длине окружности описываются формулой:

$$p_{pfs} = p_{pf} \cos\theta \,. \tag{19.11}$$

Местоположение местного давления зависит от способа сборки силосов. Для сварных бункеров допускается принимать, что давление действует на глубине z_p, где z_p является меньшим из значений $\rho/(k_g \cdot f_g)$ или $H/2$. Для силосов, собираемых на болтах, местное давление от заполнения должно приниматься действующим на любой глубине.

Для нецилиндрических силосов дополнительное местное давление от заполнения имеет величину $p_{pf,nc} = 0,36\,p_{pf}$ и прикладывается по всему периметру силоса. Величина и распределение давления $p_{pf,nc}$ выбраны таким образом, чтобы изгибающие моменты в поперечном сечении квадратного в плане силоса были равны моментам от местного давления p_{pf}, приложенного в центре стенке. По высоте силоса площадка, на которой действует давление $p_{pf,nc}$, может занимать произвольное положение.

Симметричные нагрузки от давления сыпучего материала при выгрузке. Нагрузка данного типа учитывает возможное кратковременное увеличение давления на стенки силоса в процессе разгрузки последнего. Для силосов всех классов воздействия эта нагрузка определяется равномерно распределённым по периметру горизонтальным давлением $p_{he}(z)$ и вертикальным давлением $p_{we}(z)$ на стенки от сил трения:

$$p_{he}(z) = C_h \cdot p_{pf}(z), \qquad p_{we}(z) = C_w \cdot p_f(z), \tag{19.12}$$

где $p_{pf}(z)$ и $p_f(z)$ – давления, определяемые соответственно по формулам (19.9) и (19.5); C_h и C_w – коэффициенты при разгрузке для горизонтального и вертикального давления.

Из формулы (19.12) можно видеть, что весь механизм регулирования увеличением давления при разгрузке силоса заключён в безразмерных коэффициентах C_h и C_w. Для силосов всех классов воздействий, разгружаемых сверху (т.е. не имеют потока в середине хранимого материала), эти коэффициенты тождественны единице. Для гибких силосов классов воздействий 2 и 3 и нижней разгрузкой коэффициенты C_h и C_w равны $C_h = 1{,}15$ и $C_h = 1{,}10$. Если речь идёт о силосах первого класса воздействия и нижней разгрузкой, то здесь Eurocode [8] предусматривает две аналитические зависимости:

$$C_h = 1{,}15 + 1{,}5 \cdot (1 + 0{,}4 \cdot e / D) \cdot C_{op}, \tag{19.13}$$

$$C_w = 1{,}4 \cdot (1 + 0{,}4 \cdot e / D). \tag{19.14}$$

где $e = \max(e_f; e_o)$; e_f и e_o – эксцентриситет насыпного конуса и эксцентриситет центра выгрузной воронки (см. рис. 19.5); C_{op} – коэффициент местной нагрузки для материала (см. формулу (19.10) и расшифровку к ней).

Несимметричные нагрузки от давления сыпучего материала при выгрузке. Нагрузка этого типа рассматривается при необходимости учесть несимметричное поведение сыпучего материала в процессе разгрузки, а также при эксцентричном размещении выгрузной воронки силоса или (и) впускного отверстия. Для силосов первого класса воздействия местную нагрузку при разгрузке разрешается не учитывать. Для силосов классов воздействия 2 и 3 и симметричном расположении выгрузной воронки следует использовать выражение подобное (19.9):

$$p_{pe} = C_{pe} \cdot p_{he}(z), \tag{19.15}$$

где давление $p_{he}(z)$ определяется по первой из формул (19.12), а коэффициент е C_{pe} имеет подобную (19.10) формульную интерпретацию:

$$C_{pe} = \begin{cases} 0{,}21 C_{op} \left[1 + 8 \cdot \left(\dfrac{e_f}{D} \right)^2 \right] \cdot \left\{ 1 - \exp\left[-1{,}5 \left(\dfrac{H}{D} - 1 \right) \right] \right\}, & H / D > 1{,}2; \\ 0{,}272 C_{op} \left[H - D - 2 \cdot \max(e_f; e_o) \right] / D. & H / D < 1{,}2. \end{cases} \tag{19.16}$$

Давление p_{pe} точно также как и давление p_{pf} прикладывается к стенке силоса на участке длиной $s \approx 0,2D$. Положение этого участка по высоте, а также характер распределения давления p_{pe} зависят от типа силоса (толстостенный, тонкостенный или полигональный). Однако в целом процедура определения местного давления при разгрузке аналогична ранее рассмотренной процедуре определения местного давления при заполнении силоса. С той разницей, что необходимо выполнить соответствующие замены: p_{pf} заменить на p_{pe}, p_{pfi} на p_{pei}, p_{pfs} на p_{pes} и $p_{pf,nc}$ на $p_{pe,nc}$.

В том случае, если выгрузная воронка силоса размещена со значительным эксцентриситетом, т.е. $e_o > 0,25D$ или $e_f > 0,25D$, то местное давление при разгрузке следует дополнить добавочным давлением, которое определяется в нормах [8] специальным набором формульных процедур.

В конце параграфа предупредим читателя, что все описанные выше процедуры касаются гибких высоких силосов, как более востребованных на сегодняшний день. Для силосов малой, промежуточной гибкости, а также опорных силосов в нормах [8] представлены свои своды правил, более точно схематизирующие давление сыпучего материала на силоса этой геометрии.

Давление на воронки и днища

При определении давлений на воронки и днища нормы [8] различают три типа нижней части силоса: *плоские днища*, *крутые воронки* и *пологие воронки*. К плоскому относятся днища угол наклона которых не превышает 5°. Пологой считают воронку, не относящейся ни к плоскому днищу, ни к крутой воронке, а крутой считают воронку, для которой выполняется критерий:

$$\tan\beta < \frac{1-K}{2\cdot\mu_h}, \tag{19.17}$$

где K и μ_h − соответственно коэффициент бокового давления на вертикальную поверхность и коэффициент трения о стенку воронки; β − половина угла вершины воронки.

На рис. 19.7 показана графическая интерпретация критерия (19.17). Дополнительно отметим, что в крутой воронки сыпучий материал скользит вдоль наклонной стенки при заполненном силосе, а материал выше воронки находится в состоянии покоя. Касательное давление трения определяется нормальным давлением и коэффициентом трения о стенки. В пологой воронке материал не скользит вдоль наклонной стенки при заполненном силосе: наклон слишком мал или трение слишком велико. В этом случае касательное давление трения уже не определяется нормальным давлением и коэффициентом трения о стенки, а имеет более низкое значение, которое зависит от угла наклонна стенок и напряжённого состояния в сыпучем материале. Сжимаемость материала также играет определённую роль в процедуре выбора между крутой и пологой воронкой, но не такую существенную.

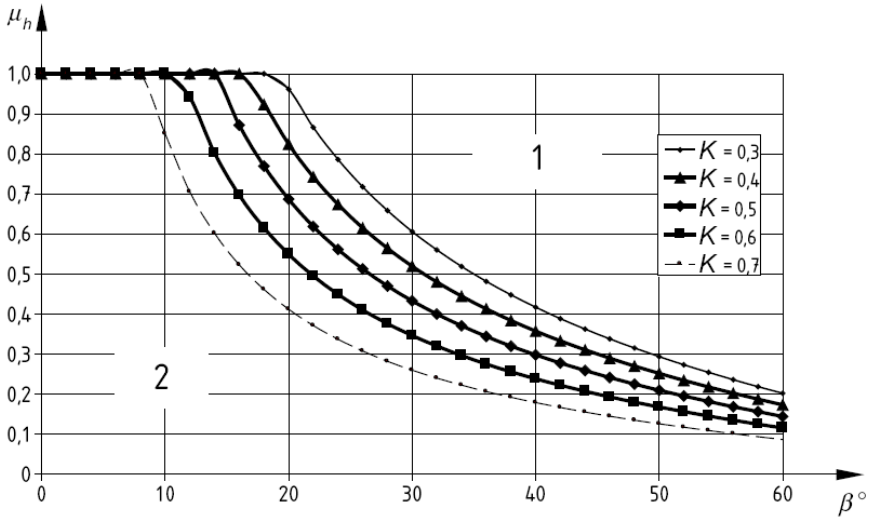


Рис. 19.7. К обоснованию понятия «крутая» и «пологая» воронка

Для описания распределения давления на стенки воронок Eurocode [8] предусматривает два метода. Далее мы рассмотрим основной из них, оставляя альтернативный для самостоятельной проработки. Вертикальное давление p_{vft} в точке перехода между вертикальной стенкой силоса и воронкой или днищем определяется по формуле:

$$p_{vft} = C_b \cdot p_{v,0}, \tag{19.18}$$

где $p_{v,0}$ – давление, определяемое формулой (19.1) при $z = H + H_t / 3$ (см. рис. 19.1); C_b – коэффициент увеличения нагрузки в основании.

Для силосов классов воздействий 2 и 3 коэффициент $C_b = 1,0$, а для силосов класса воздействий 1 – $C_b = 1,3$. Если хранимый в силосе материал склонен к механическому сцеплению частиц (например, цементный клинкер) или имеет низкое сцепление частиц, а сам силос расценивается как достаточно гибкий, то коэффициент увеличения нагрузки в основании имеет повышенные значения. Для классов воздействий 2 и 3 – $C_b = 1,2$, для класса воздействий 1 – $C_b = 1,6$. Это связано с возможностью возникновения дополнительных динамических нагрузок.

Среднее вертикальное давление на высоте $x = H_b - h_z$ от вершины воронки (см. рис. 19.8 совместно с рис. 19.1) определяется по формуле:

$$p_\alpha(x) = \left(\frac{\gamma_g \cdot h_h}{n-1}\right) \cdot \left\{\left(\frac{x}{h_h}\right) - \left(\frac{x}{h_h}\right)^n\right\} + p_{vft} \cdot \left(\frac{x}{h_h}\right)^n, \tag{19.19}$$

где показатель степени n определяется как:

$$0,8 \cdot S \cdot \mu_h \cdot \cos\beta, \tag{19.20}$$

где S – коэффициент формы воронки: для конических и квадратных пирамидальных воронок $S=2$, для клиноподобных $S=1$, для прямоугольных воронок с размерами в плане $a>b$: $S=(1+b/a)$.

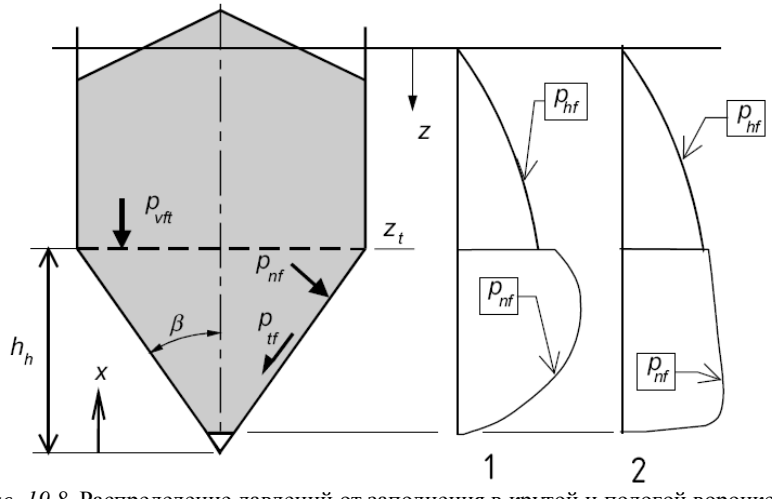


Рис. 19.8. Распределение давлений от заполнения в крутой и пологой воронке: 1 – крутая воронка; 2 – пологая воронка

Нормальное p_{nf} и касательное p_{tf} давление в любой точке воронки в процессе заполнения или выгрузки можно определить по формуле:

$$p_{nf}(x)=F\cdot p_{\alpha}(x), \qquad p_{tf}(x)=\mu_h\cdot F\cdot p_{\alpha}(x), \tag{19.21}$$

где F – коэффициент отношения давления в воронке, определяемый по формулам таблицы 19.2.

Таблица 19.2

Величина	Вид нагрузки	Расчётная формула для воронки	
		крутой	пологой
F	загрузка	$1-\dfrac{b}{1+tg\beta/\mu_h}$	$1-\dfrac{b}{1+\dfrac{2tg^2\beta}{1-K}}$
	выгрузка	$\dfrac{1+\sin\varphi_g\cdot\cos\varepsilon}{1-\sin\varphi_g\cdot\cos(2\beta+\varepsilon)}$	

Примечание: $\varepsilon=\varphi_{wh}+\arcsin(\sin\varphi_{wh}/\sin\varphi_g)$; $\varphi_{wh}=\arctan(\mu_h)$.

В конце заметим, что найденные значения всех компонентов давления сыпучего материала применяются, конечно же, в расчётах силосов. Сам расчёт может выполняться либо по аналитическим процедурам норм [5], либо на основе разработанной конечно-элементной модели силоса.

19.3. Давление сыпучего материала в СНиП и ДБН

В сравнении с общеевропейскими нормами [8] СНиП 2.10.05-85 [9] и ДБН В.2.2-98 [1] обладают довольно скудным математическим аппаратом для схематизации давления сыпучего материала на конструкции силосов.

Горизонтальное равномерно распределённое по периметру стенки силоса давление $p_h(z)$ и вертикальное давление на стенки от сил трения $p_f(z)$ определяются в соответствии с общими выражениями (19.4) и (19.5). По мимо этого на стены круглых силосов дополнительно учитываются кольцевое давление $p_{h1}(z)$ и локальное горизонтальное давление $p_{h2}(z)$:

$$p_{h1}(z) = a_1 \cdot p_h(z), \tag{19.22}$$

$$p_{h2}(z) = a_2 \cdot p_h(z), \tag{19.23}$$

где a_1 и a_2 − коэффициенты местного повышения давления, определяемые по данным таблицы 19.3.

Таблица 19.3

Коэффициенты	Отношение высоты силоса H к его диаметру D						
	10,0	5,0	2,5	1,67	1,25	0,83	0,625
a_1	1,80	1,50	1,20	0,90	0,70	0,50	0,30
a_2	1,25	1,00	0,50	0,25	0,12	0,06	0,03

Кольцевое давление $p_{h1}(z)$ принимается равномерно распределённым по всему периметру стен силосов с высотой зоны кольцевой нагрузки, равной ¼ диаметра силоса. При этом зона может занимать любое положение по высоте. Локальное горизонтальное давление $p_{h2}(z)$ принимается распределённым по двум площадкам, расположенным с двух диаметрально противоположных сторон силоса. Размер площадок равен 1/12 периметра силоса и они могут занимать любое положение по высоте и периметру.

Полное горизонтальное давление сыпучего материала на стены круглых железобетонных силосов и стальных силосов с жёсткими рёбрами, работающими на изгиб, принимается как сумма давлений по формулам (19.4) и (19.23). Полное горизонтальное давление на стены круглых стальных силосов, не усиленных рёбрами, допускается принимать равномерно распределённым по периметру и равным сумме давлений, определяемых по формулам (19.4) и (19.22). При этом разгрузка из силоса основной массы сыпучего материала должна производиться осесимметричным потоком через центральный выпуск. Если из силоса диаметром 12 м и более производится пристеночный выпуск сыпучего материала с образованием воронки потока у стены силоса, то следует учитывать понижение горизонтального давления сыпучего материала над выпускным отверстием на всю высоту силоса.

Для стен квадратных и прямоугольных силосов горизонтальное давление $p_{h3}(z)$ принимается равномерно распределённым по всему периметру стен в любом их месте по высоте. Величина этого давления определяется как:

$$p_{h3}(z) = a_3 \cdot p_h(z), \qquad (19.24)$$

где a_3 – коэффициент местного повышения давления, принимаемый равным для квадратных силосов со стороной основания до 4 м и высотой до 15 м – 0,1 высотой более 15 м – 0,2 (для квадратных силосов со стороной основания больше 4 м, а также для прямоугольных силосов значения коэффициента a_3 должны приниматься по опытным данным, но не менее 0,2).

Вертикальное давление сыпучего материала на горизонтальные днища силосов любого очертания в плане определяется согласно [1, 9] как произведение давления $p_v(z)$, найденного по формуле (19.1), и коэффициента a_4. Последний принимает два значения: 1,0 – для всех видов зерна и гранулированных продуктов; 1,5 – для муки и отрубей. Если приходится иметь дело с коническими днищами, то наряду с вертикальным давлением $p_v(z)$, необходимо рассмотреть нормальную $p_n(h_z)$ и касательную $p_\tau(h_z)$ к поверхности днища составляющие давления (см. рис. 19.1). Числовые значения этих давлений можно определить по формулам (19.7) и (19.8), дополненных множителем a_4.

Литература

1. ДБН В.2.2-98. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна / Минстрой Украины. — К.: Изд-во «Сталь», 1998. — 38 с.
2. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1986. – 116 с.
3. Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна (к СНиП 2.10.05-85) / ЦНИИпромзернопроект. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1989. – 145 с.
4. ДСТУ-Н Б EN 1993-4-1:201X. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 4-1: Силосы. Вторая редакция (EN 1993-4-1:2007, IDT).
5. EN 1993-4-1. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-1: Silos. — Brussels: CEN, Feb 2007. — 115 p.
6. Металлические конструкции. В 3т. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М.: изд-во АСВ, 1998. – 512 с.
7. ДСТУ-Н Б EN 1991-4:201X. Еврокод 1. Действия на конструкции. Часть 4: Бункеры и резервуары. Окончательная редакция (EN 1991-4:2006, IDT).
8. EN 1991-4. Eurocode 1: Action on structures – Part 4: Silos and tanks. — Brussels: CEN, June 2006. — 110 p.
9. СНиП 2.10.05-85. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1986. – 38 с.

20. ВОЗДЕЙСТВИЕ ПРЯМОЙ СОЛНЕЧНОЙ РАДИАЦИИ

20.1 Введение

В современном строительстве есть много сооружений, подверженных воздействию прямой солнечной радиации. К ним относятся мосты и путепроводы, мембранные покрытия общественных и промышленных зданий, башенные и мачтовые сооружения, дымовые трубы, стальные листовые конструкции: объекты доменного производства, силосы, бункеры, резервуары и другие конструкции.

Прямая солнечная радиация поставляет конструкции тепловую энергию, в результате чего освещенные солнцем части конструкции нагреваются и увеличиваются в размерах. Разность температур на освещенной стороне объекта или элемента и затененной стороне приводит к неравномерным деформациям, искривлению осей, возникновению хлопунов, а в статически неопределимых системах вызывает большие внутренние усилия.

Солнечная радиация представляет собой энергетический поток электромагнитных волн в инфракрасном, световом и ультрафиолетовом диапазонах, суммарная интенсивность которого определяется фундаментальной физической константой, называемой солнечной постоянной.

Солнечная постоянная – это суммарный поток солнечного электромагнитного излучения, проходящий через единичную площадку, перпендикулярную направлению лучей и находящуюся вне земной атмосферы на расстоянии 1 а. е. от Солнца. Солнечная радиация, вообще говоря, изменяется в зависимости от расстояния Земли до Солнца при движении Земли по орбите и от активности Солнца. Тем не менее, солнечная постоянная считается константой, равной 1370 Вт/м².

20.2 Потери солнечной энергии в атмосфере

Прежде чем попасть на поверхность Земли, солнечная радиация проходит сквозь атмосферу. В атмосфере она частично поглощается и рассеивается.

Принято считать приближенно, что интенсивность энергии при прохождении через атмосферу убывает по экспоненциальному закону:

$$J = J_0 \cdot \exp(-k \cdot x) \tag{20.1}$$

где J_0 – первоначальное количество энергии;

J – количество энергии, оставшееся после ее прохождения сквозь толщину атмосферы x;

k – показатель поглощения.

Величина, обратная этому показателю, численно равна толщине атмосферы, ослабляющей энергию в $e = 2{,}718$ раз.

Этот закон был экспериментально установлен П. Бугером (P. Bouguer, 1729) и впоследствии теоретически выведен И. Ламбертом (J. H. Lambert, 1760) [3].

Для определения остаточного количества солнечной энергии следует знать длину пути, проходимого лучами солнца в атмосфере. Рассмотрим общий случай попадания солнечных лучей на нормальную им площадку, находящуюся на поверхности земли (рис. 20.*1.* к определению длины пути x, проходимого лучами солнца в атмосфере

). Лучи направлены под углом λ к вертикали. Земля имеет радиус R и окружена слоем атмосферы высотой d. Требуется определить длину отрезка x – длину пути солнечного света в атмосфере Земли.

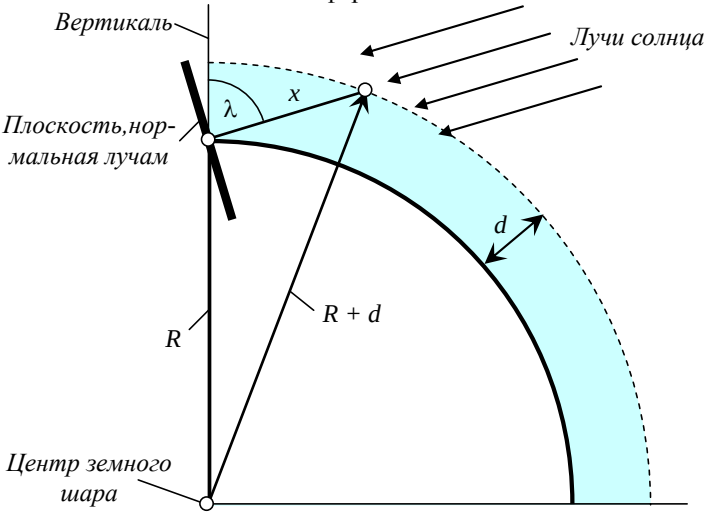


Рис. 20.1. К определению длины пути x, проходимого лучами солнца в атмосфере

На основании теоремы косинусов можно определить длину пути солнечных лучей x,

$$x = \sqrt{R^2 \cdot \cos^2 \lambda + 2 \cdot R \cdot d + d^2} - R \cdot \cos \lambda \tag{20.2}$$

однако более употребимым является безразмерный параметр m:

$$m = \frac{\sqrt{R^2 \cdot \cos^2 \lambda + 2 \cdot R \cdot d + d^2} - R \cdot \cos \lambda}{d} \qquad (20.3)$$

Параметр m определяет длину пути x, измеренную в высотах d слоя атмосферы. В метеорологии и актинометрии [4] этот параметр называют массой атмосферы.

Зависимость m от λ, определяемая формулой (20.3), в графическом виде представлена на **Ошибка! Источник ссылки не найден.**. Здесь принято R = 6378,1 км, d = 10 км.

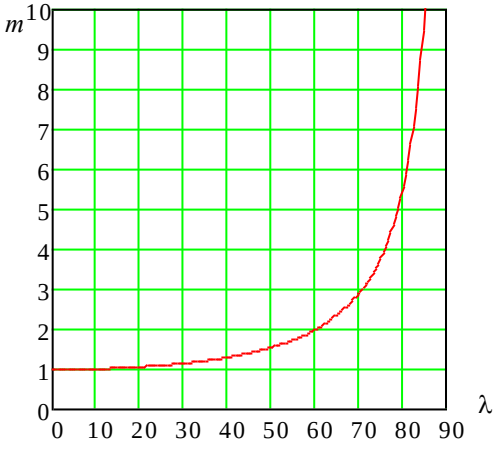


Рис. 20.2. Безразмерный параметр m как функция угла λ (20.3)

Следует заметить, что зависимость m от λ мало зависит от того, какая высота атмосферы d принята для расчета.

Количество энергии, оставшееся после прохождения света сквозь толщу атмосферы, может быть выражено при помощи формулы (20.1). Однако в метеорологии [4] чаще пользуются другой формулой:

$$J = J_0 \cdot p^m \qquad (20.4)$$

где J_0 = 1370 Вт/м² – солнечная постоянная;

J – искомая интенсивность прямой солнечной радиации на уровне земли Вт/м^2;

m – масса атмосферы, выражаемая формулой (20.3);

p – коэффициент прозрачности атмосферы.

Формула (20.4) связана с формулой (20.3). Коэффициент прозрачности атмосферы p выражается через показатель поглощения k из формулы (20.3) и высоту слоя атмосферы d следующим образом:

$$p = \exp(-k \cdot d). \qquad (20.5)$$

Коэффициент прозрачности атмосферы – это доля солнечной радиации, достигающей земли, для случая, когда солнце находится в зените. Этот коэффициент находится экспериментально. Он не является константой, как хотелось бы, а зависит от длины световой волны и массы атмосферы m. Зная

спектр солнечного излучения, можно получить интегральные значения коэффициента прозрачности атмосферы, охватывающие весь спектр. Таблица 15.1. содержит интегральные значения этого коэффициента для сухой и чистой атмосферы, полученные экспериментально различными исследователями.

Таблица 15.1.

m	По Фейснер и Дюбуа (1930 г.)	По Кастрову (1930 г.)	По данным Международной комиссии по радиации (1956 г.)
1	0,907	0,906	0,906
2	0,915	0,914	0,916
3	0,921	0,921	0,922
4	0,926	0,927	0,928
6	0,935	0,935	0,936
Примечание. Интегральный коэффициент прозрачности p для сухой и чистой атмосферы принят по данным работы [4]			

Для определения воздействия прямой солнечной радиации на здания и сооружения случай сухой и чистой атмосферы является подходящим, поскольку именно тогда будет достигаться максимальная температура освещенной поверхности.

Данные различных исследователей хорошо корреспондируются друг с другом. Для расчетов выбираем табличные данные Международной комиссии по радиации. С целью удобства автоматизации расчетов, конечно, лучше иметь формулу. Авторы этой работы после нескольких попыток остановились на следующей аппроксимационной зависимости:

$$p(m) = \frac{4,616 + 0,972 \cdot m}{5,166 + m}. \qquad (20.6)$$

Коэффициенты аппроксимации, приведенные в этой формуле, получены путем минимизации суммы квадратов отклонений кривой (20.6) от экспериментальных значений, взятых из таблицы 1. Качество аппроксимации можно оценить по **Ошибка! Источник ссылки не найден.**.

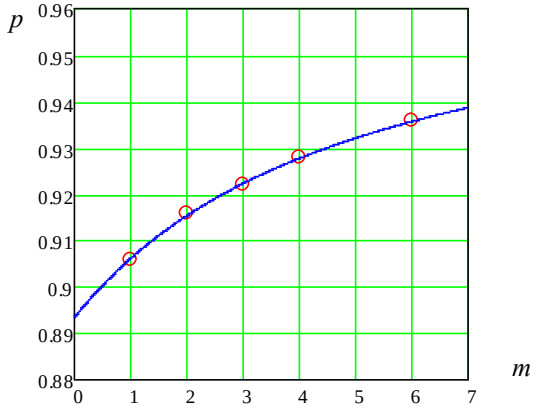


Рис. 20.3. Сопоставление аппроксимации (20.6) с экспериментальными данными

Таким образом, интенсивность прямой солнечной радиации, попадающей на землю после прохождения сквозь атмосферу массой m, можно выразить формулой

$$J = 1370 \cdot \left(\frac{4,616 + 0,972 \cdot m}{5,166 + m} \right)^m \text{ Вт/м}^2. \qquad (20.7)$$

В этой формуле в качестве аргумента выступает масса атмосферы m. По формуле (20.3) можно перейти от аргумента m к аргументу λ – углу падения солнечных лучей по отношению к вертикали (см. рис. 20.1. к определению длины пути x, проходимого лучами солнца в атмосфере

). В графическом виде эти зависимости показаны на **Ошибка! Источник ссылки не найден.**.

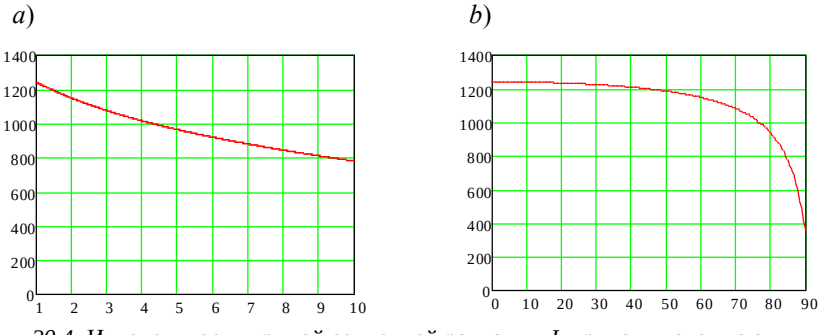


Рис. 20.4. Интенсивность прямой солнечной радиации J, приходящаяся на единицу площади нормальной площадки Вт/м^2 в зависимости от: *a*) массы атмосферы m; *b*) угла λ

Приведенные здесь данные можно считать верхней границей интенсивности солнечной радиации, достигающей поверхности Земли. Вероятность такой интенсивности очень мала. Реально солнечная радиация будет ниже.

Уровень радиации, которую надо учитывать в расчетах, зависит от целей этих расчетов. При этом важным фактором будет время, в течение которого надо осреднять данные. Если речь идет о нагреве обшивок или листовых конструкций, время осреднения будет исчисляться десятками минут, если речь идет о массивных конструкциях – часами. Если же решаются задачи теплофикации зданий – время осреднения может исчисляться сутками, если речь идет о солнечной энергетике – можно говорить о годичном осреднении. При расчетах надежности конструкций – надо рассматривать вероятность превышения температуры в течение срока службы конструкций.

Зависимость уровня учитываемой радиации от времени осреднения или от вероятности превышения уровня температуры конструкции определяется климатической зоной и местом эксплуатации конструкции. Имеет значение наличие и интенсивность облачности, влажность и прозрачность атмосферы, ее загазованность, наличие смога и т.п.

Приведенные выше данные по интенсивности солнечной радиации можно использовать при расчете нагрева конструкций в климатической зоне пустынь. В условиях умеренного климата уровень радиации может быть понижен на 10 – 20%.

20.3 Радиация, приходящая на поверхность конструкции

На поверхность конструкции поступает два вида солнечной радиации: прямая и рассеянная. Все то, о чем говорилось выше, относится к прямой солнечной радиации. Рассеянная солнечная радиация поступает от небесного свода, облаков, отражается от земной поверхности и окружающих предметов. Эта часть энергии менее детерминирована, чем прямая. Она в достаточной мере описана в нормативной литературе [1, 2].

Для изучения неравномерного нагрева открытых конструкций важной является прямая солнечная радиация, поскольку рассеянная солнечная радиация воздействует как на освещенную, так и на затененную поверхность. Далее будет рассмотрена только прямая солнечная радиация.

Радиация, приходящаяся на поверхность конструкции, зависит от взаимного расположения освещенной площадки поверхности и направления солнечных лучей. Расположение площадки будем характеризовать нормалью к площадке, которая (нормаль) ориентирована так, что лучи солнца образуют с ней острый угол (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**).

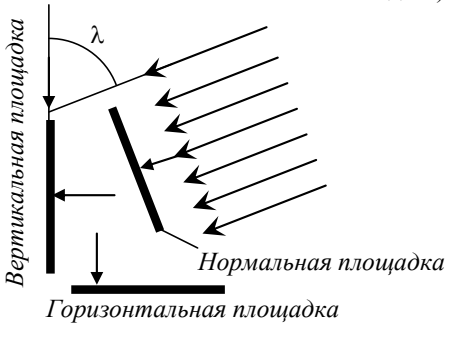


Рис. 20.5. Направление солнечных лучей и расположение площадок

Зная интенсивность прямой солнечной радиации J, приходящуюся на единицу площади нормальной площадки, можно определить интенсивность прямой солнечной радиации, попадающей на единицу площади произвольно ориентированной площадки, умножив значение J на косинус угла между направлением солнечных лучей и направлением нормали к рассматриваемой площадке.

Рассмотрим интенсивность солнечной радиации на единицу площади горизонтальной площадки J_h и интенсивность солнечной радиации на единицу площади вертикальной площадки J_v, ориентированной навстречу солнечным лучам (см. **Ошибка! Источник ссылки не найден.**). Эти интенсивности выражаются формулами:

$$\begin{aligned} J_h &= 1370 \cdot \left(\frac{4,616 + 0,972 \cdot m}{5,166 + m} \right)^m \cdot \cos\lambda; \\ J_v &= 1370 \cdot \left(\frac{4,616 + 0,972 \cdot m}{5,166 + m} \right)^m \cdot \sin\lambda \end{aligned} \quad ; \tag{20.8}$$

где λ – угол между направлением солнечных лучей и вертикалью; m – масса атмосферы.

Разумеется, вместо m следует подставить выражение из формулы (20.3). В графическом виде эти зависимости представлены на **Ошибка! Источник ссылки не найден.**.

Как следует из формулы (20.8) и из графика, представленного на **Ошибка! Источник ссылки не найден.***a*), на горизонтальную площадку может приходиться максимум 1242 Вт/м^2 прямой солнечной радиации. Это реализуется только в тропических странах при условии сухой и чистой атмосферы, когда солнце будет в зените. Из **Ошибка! Источник ссылки не найден.** *b*) следует, что на вертикальную площадку, ориентированную навстречу солнечным лучам, при условии сухой и чистой атмосферы может приходиться максимум 1018 Вт/м^2 прямой солнечной радиации. Это может реализоваться в любой точке земного шара. Важно, чтобы солнце в это время наблюдалось под углом $\lambda = 68°$ от вертикали.

a) *b*)

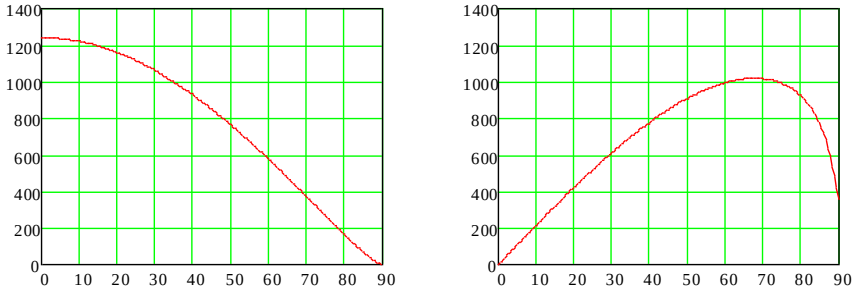


Рис. 20.6. Интенсивность прямой солнечной радиации Вт/м^2, приходящейся на единицу площади: *a*) горизонтальной площадки J_h; *b*) вертикальной площадки J_v в зависимости от угла падения λ солнечных лучей

20.4 Определение количества солнечной радиации, попадающей на площадку конструкции, в конкретный день и в конкретное время

Для определения количества солнечной радиации, попадающей на некоторую площадку конструкции, надо знать косинусы углов наклона солнечных лучей к вертикали cosλ и к нормали к рассматриваемой площадке cosθ (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**).

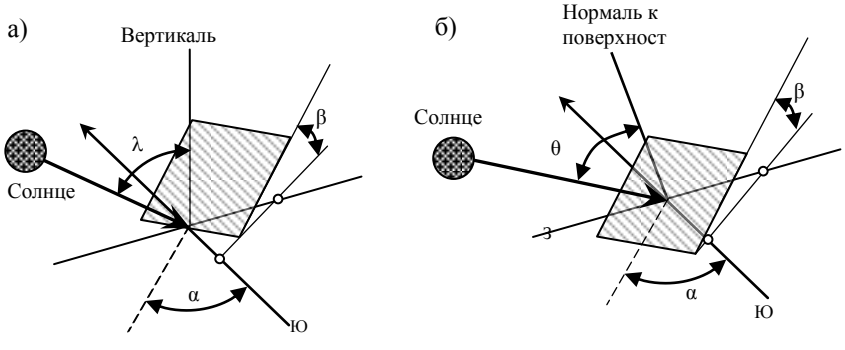


Рис. 20.7. Углы для определения интенсивности солнечной радиации:
а) зенитный угол λ; б) угол падения солнечных лучей на произвольную площадку θ.

Положение площадки в пространстве определяется двумя углами α и β. Первый из них – азимут. Это угол между проекцией нормали к поверхности на горизонтальную плоскость и направлением на юг. Азимут отсчитывается от южного направления в направлении запада и принимает максимальное значение α = 180º в направлении на север. В восточной части азимут имеет отрицательные значения, и в направлении на север соответствует углу α = – 180º. Второй угол β – угол наклона рассматриваемой площадки к горизонту.

Этот угол может изменяться о 0 до 90º. На рисунке показаны также λ – зенитный угол и θ – угол наклона солнечных лучей к нормали рассматриваемой площадки.

Формула для определения количества солнечной радиации, попадающей на площадку, освещенную солнцем, будет выглядеть так:

$$J_o = \gamma_o \cdot 1370 \cdot \left(\frac{4,616 + 0,972 \cdot m}{5,166 + m} \right)^m \cdot \cos\theta \quad ; \tag{20.9}$$

где γ_o – коэффициент условий освещения, принимаемый для стран с умеренным климатом в диапазоне значений 0, 8 – 0,9.

Для определения необходимых нам косинусов углов θ и λ надо знать положение солнца на небосводе в нужное время и положение площадки на земной поверхности. Положение солнца на небосводе в данный момент времени определяется тремя основными углами: склонением Солнца δ, часовым углом ω и широтой местности φ (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**). Угол склонения Солнца δ зависит от положения Земли на околосолнечной орбите. Поскольку ось вращения Земли наклонена к орбите, угол склонения δ меняется в течение года от значения 23,45° летом до – 23,45° зимой. Угол склонения становится равным нулю два раза в год в дни весеннего и осеннего равноденствия.

Склонение солнца для конкретно выбранного дня определяется по формуле:

$$\delta = 23,45 \cdot \sin\left(360 \cdot \frac{284 + n}{365} \right), \tag{20.10}$$

где *n* – порядковый номер дня в году. 1-го января *n* =1.

Широта местности φ – то же что географическая широта, которая изменяется от φ = – 90° на южном полюсе до φ = 90° на северном полюсе, проходя через нуль на экваторе.

Часовой угол ω переводит местное солнечное время в число градусов, которое Солнце проходит по небу. По определению часовой угол равен нулю в полдень. Земля поворачивается на 15° за один час. Утром часовой угол отрицательный, вечером — положительный.

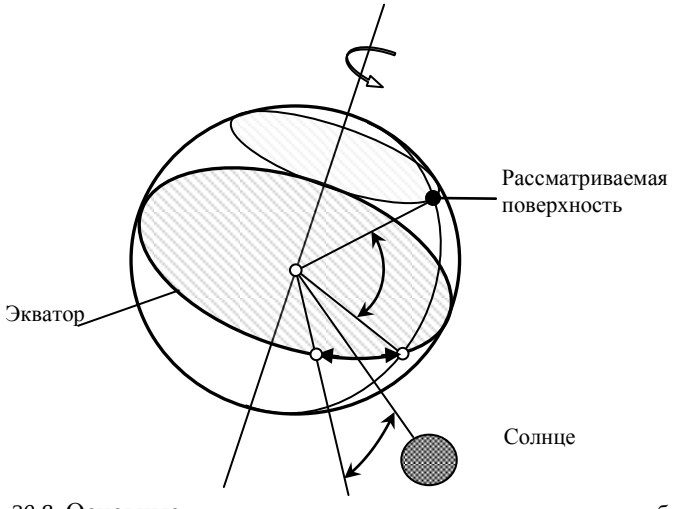


Рис. 20.8. Основные углы, определяющие положение солнца на небосводе

Угол падения солнечных лучей по отношению к вертикали λ (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**) часто называют зенитным углом. Зенитный угол можно определить для любого дня года, и времени суток, используя его связь с тремя основными углами:

$$\cos\lambda = \cos\omega \cdot \cos\varphi \cdot \cos\delta + \sin\varphi \cdot \sin\delta . \qquad (20.11)$$

Косинус угла падения солнечных лучей на произвольную площадку связан с описанными выше углами зависимостью из работы [5]:

$$\cos\theta = \sin\delta \cdot \sin\varphi \cdot \cos\beta - \sin\delta \cdot \cos\varphi \cdot \sin\beta \cdot \cos\alpha + \\ + \cos\delta \cdot \cos\varphi \cdot \cos\beta \cdot \cos\omega + \\ + \cos\delta \cdot \sin\varphi \cdot \sin\beta \cdot \cos\alpha \cdot \cos\omega + \cos\delta \cdot \sin\beta \cdot \sin\cdot\alpha \sin\omega. \qquad (20.12)$$

Для вертикальной площадки угол β = 90º, и громоздкая формула (20.12) примет вид:

$$\cos\theta = -\sin\delta \cdot \cos\varphi \cdot \cos\alpha + \cos\delta \cdot \sin\varphi \cdot \cos\alpha \cdot \cos\omega + \\ + \cos\delta \cdot \sin\alpha \cdot \sin\omega. \qquad (20.13)$$

Для горизонтальной площадки угол β = 0º и формула определения косинуса угла падения солнечных лучей упрощается до формулы:

$$\cos\theta = \cos\lambda = \sin\delta \cdot \sin\varphi + \cos\delta \cdot \cos\varphi \cdot \cos\omega. \qquad (20.14)$$

В этой формуле отмечено, что для рассмотренного случая угол θ равен зенитному углу λ. Зенитный угол отсчитывается от вертикали к направлению на солнце и может быть в пределах от 0º (солнечный полдень на экваторе в дни равноденствия) до 90º (восход или закат Солнца).

Как пример можно рассмотреть поступление солнечной радиации 2-го апреля (n = 92), в 14-00 (солнечное время, ω = 30º), на крышу сооружения в г. Москва (φ = 56º), с уклоном β = 30º и имеющую азимут α = 15º (направление на юго-запад).

Для рассмотренного случая

$$\delta = 23,45 \cdot \sin\left(360 \cdot \frac{284+92}{365}\right) = 4,4^\circ \qquad (20.15)$$

.

В соответствии с формулой (20.14) косинус зенитного угла λ составляет

$$\cos\lambda = \sin 4,4^\circ \cdot \sin 56^\circ + \cos 4,4^\circ \cdot \cos 56^\circ \cdot \cos 30^\circ = 0,547. \qquad (20.16)$$

Косинус угла падения солнечных лучей на рассматриваемую наклонную крышу в соответствии с формулой (20.12) равен

$$\begin{aligned}\cos\theta = {} & \sin 4,4^\circ \cdot \sin 56^\circ \cdot \cos 30^\circ - \sin 4,4^\circ \cdot \cos 56^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 15^\circ + \\ & + \cos 4,4^\circ \cdot \cos 56^\circ \cdot \cos 30^\circ \cdot \cos 30^\circ + \\ & + \cos 4,4^\circ \cdot \sin 56^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 15^\circ \cdot \cos 30^\circ + \\ & + \cos 4,4^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \sin 15^\circ \cdot \sin 30^\circ = 0,863,\end{aligned} \qquad (20.17)$$

что соответствует углу $\theta = 30^\circ 22'$.

Значение массы атмосферы, которую преодолевают солнечные лучи в Москве 2-го апреля в 14-00 по формуле (20.3) составляет:

$$m = \frac{\sqrt{6378,1^2 \cdot 0,547^2 + 2 \cdot 6378,1 \cdot 10 + 10^2} - 6378,1 \cdot 0,547}{10} = 1,825. \qquad (20.18)$$

Количество прямой солнечной радиации в солнечный безоблачный день, попадающей на единицу площади рассматриваемой крыши в г. Москве определяется по формуле (20.9):

$$J_M = 0,85 \cdot 1370 \cdot \left(\frac{4,616 + 0,972 \cdot 1,825}{5,166 + 1,825}\right)^{1,825} \cdot 0,863 = 852,9 \text{ Вт / м2}. \qquad (20.19)$$

Рассмотрим теперь тот же пример только не для г. Москвы, а для г Киева ($\varphi = 50,5^\circ$). В соответствии с формулой (20.14) косинус зенитного угла λ в 14-00 по солнечному времени для этого города составляет

$$\cos\lambda = \sin 4,4^\circ \cdot \sin 50,5^\circ + \cos 4,4^\circ \cdot \cos 50,5^\circ \cdot \cos 30^\circ = 0,608. \qquad (20.20)$$

Косинус угла падения солнечных лучей на рассматриваемую наклонную крышу в г. Киеве в соответствии с формулой (20.12) равен

$$\begin{aligned}\cos\theta = {} & \sin 4,4^\circ \cdot \sin 50,5^\circ \cdot \cos 30^\circ - \\ & - \sin 4,4^\circ \cdot \cos 50,5^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 15^\circ + \\ & + \cos 4,4^\circ \cdot \cos 50,5^\circ \cdot \cos 30^\circ \cdot \cos 30^\circ + \\ & + \cos 4,4^\circ \cdot \sin 50,5^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 15^\circ \cdot \cos 30^\circ + \\ & + \cos 4,4^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \sin 15^\circ \cdot \sin 30^\circ = 0,890,\end{aligned} \qquad (20.21)$$

что соответствует углу $\theta = 27^\circ 10'$.

Значение массы атмосферы, которую преодолевают солнечные лучи 2-го апреля в 14-00 в Киеве составляет:

$$m = \left(\frac{\sqrt{6378,1^2 \cdot 0,608^2 + 2 \cdot 6378,1 \cdot 10 + 10^2}}{10} - \right.$$

$$\left. - \frac{6378,1 \cdot 0,608}{10} \right) = 1,643. \qquad (20.22)$$

Для такого же здания, как и в предыдущем примере, находящегося в г. Киеве, количество прямой солнечной радиации в солнечный безоблачный день, попадающей на единицу площади крыши составляет:

$$J_M = 0,85 \cdot 1370 \cdot \left(\frac{4,616 + 0,972 \cdot 1,643}{5,166 + 1,643} \right)^{1,643} \cdot 0,890 = 891,6 \text{ Вт/м}^2. \qquad (20.23)$$

Таким образом, 2 апреля солнце в Киеве нагревает рассматриваемую крышу дома на 4,6% сильнее, чем такую же крышу в Москве.

20.5 Восход и заход солнца на наклонных площадках

Понятно, что освещение исследуемой площадки возможно только в дневное время, то есть, когда $\cos\lambda \geq 0$. Поскольку многие поверхности ориентированы произвольно, они могут не получать прямую солнечную радиацию даже днем. Для этих поверхностей существует свое собственное время «восхода» и «захода» солнца. Площадка освещается Солнцем, только если $\cos\theta \geq 0$. Задача определения времени «восхода» и «захода» солнца для площадки сводится к определению значения часовых углов ω из выражения (20.12), при которых $\cos\theta$ меняет знак.

Для рассматриваемой крыши в г. Москва время «восхода» и «захода» солнца ω, можно определить из выражения (20.17), положив $\cos\theta = 0$:

$$\begin{aligned} &\sin 4,4^\circ \cdot \sin 56^\circ \cdot \cos 30^\circ - \sin 4,4^\circ \cdot \cos 56^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 15^\circ + \\ &+ \cos 4,4^\circ \cdot \cos 56^\circ \cdot \cos 30^\circ \cdot \cos\omega + \\ &+ \cos 4,4^\circ \cdot \sin 56^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 15^\circ \cdot \cos\omega + \\ &+ \cos 4,4^\circ \cdot \sin 30^\circ \cdot \sin 15^\circ \cdot \sin\omega = \\ &= 0,8821 \cdot \cos\omega + 0,1290 \cdot \sin\omega + 0,0344 = 0. \end{aligned} \qquad (20.24)$$

Поскольку ω может быть в пределах от $-\pi$ до π, то после решения уравнения (20.24) можно определить, что для рассматриваемой площадки «восход» солнца состоится при $\omega = -83^\circ 54'$, а «закат» – при $\omega = 100^\circ 32'$. При этом следует учитывать начало и окончание светового дня, которые для г. Москва 2-го апреля наступят при $\omega = \mp 96^\circ 34'$. Для рассмотренного случая, крыша будет освещена на протяжении $180^\circ 28'$, или 12 часов 2 минут, что составляет 93,4% светового дня.

Зависимость значения косинуса угла падения солнечных лучей θ от значения угла ω для рассмотренного примера можно увидеть на **Ошибка! Источник ссылки не найден.**.

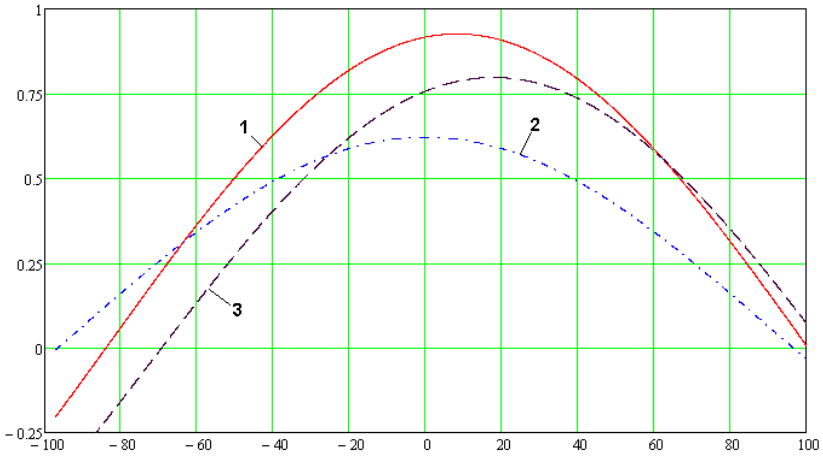


Рис. 20.9. Зависимость значения cosθ (ось ординат) от часового угла ω (ось абсцисс, град.): 1 –для рассматриваемого примера, α = 15º; β =30º; 2 – для горизонтальной площадки, α = 15º; β =0º;3 – для вертикальной площадки, α = 15º; β =90º.

20.6 Определение температуры листовой конструкции в зависимости от притока тепла

Энергия, поступающая в элемент конструкции, будет повышать его температуру до тех пор, пока потери тепла не уравновесят его приток. Потери тепла происходят за счет излучения, конвективного переноса в атмосферу и передачи соседним участкам за счет теплопроводности. Чем выше температура нагреваемого элемента в сравнении с окружающими предметами, тем больше теплопотери. Можно было бы попытаться рассчитать их на основе законов физики. Однако процессы теплообмена достаточно сложны и неопределенны, что вынуждает инженеров пользоваться эмпирическими зависимостями. Одна из таких зависимостей приведена в нормах Украины [1] и в отмененном СНиП 2.01.07-85*:

$$\Delta T = 0,05 \cdot \rho \cdot J_o \cdot k \cdot k_1, \qquad (20.25)$$

где ΔT – превышение температуры элемента над температурой окружающей среды от воздействия прямых солнечных лучей;

ρ – коэффициент поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности конструкции;

J_o – количество солнечной радиации, попадающей на освещенную солнцем площадку;

k – коэффициент, зависящий от ориентации поверхности;

k_1 – коэффициент, зависящий от теплоотдачи наружной поверхности.

В своде правил СП 20.13330.2011, который является актуализированной редакцией СНиП 2.01.07-85, в зависимости (20.25) ориентация поверхности учитывается не коэффициентом k, а табличными значениями солнечной радиации, определенными с учетом ориентации сооружения.

Методика определения прямой солнечной радиации (20.9) позволяет учесть произвольную ориентацию поверхности к сторонам света, и зависимость (20.25) примет вид:

$$\Delta T = 0,05 \cdot \rho \cdot J_o \cdot k_1. \qquad (20.26)$$

Если учесть, что для рассмотренного примера крыши в г. Москва использована кровельная сталь зеленого цвета, то приращение температуры в безоблачный солнечный день составит:

$$\Delta T = 0,05 \cdot 0,6 \cdot 852,9 \cdot 0,7 = 17,9^{\circ}\text{C}. \qquad (20.27)$$

Коэффициенты ρ и k_1 приняты по табл. 13.3 и 13.6 СП 20.13330.2011 соответственно.

Следует отметить, что в нормативной документации России и Украины для открытых и неотапливаемых зданий и сооружений, не защищенных от прямого солнечного воздействия, перепад температур по сечению элемента в холодное время года принимается равным нулю. Такой подход не учитывает нагревание вертикальных конструкций прямыми солнечными лучами в холодное время года. Значения косинуса угла падения солнечных лучей на вертикальную поверхность расположенную в Киеве и ориентированную на юг, в полдень 1-го января составляет 0,96, а 1-го июля – 0,46.

Из приведенных выше данных можно сделать вывод, что для вертикальных конструкций, чувствительных к температурным деформациям, следует обращать внимание также на приращения температур в холодное время года.

Приведенные в этом разделе данные были получены применительно к расчетам стальных листовых конструкций на температурные деформации.

Литература

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України. 2006. – 76 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 124 с.
3. Савельев И. В. Курс общей физики: Т. 2. Электричество и магнетизм. Волны. Оптика. — 3-е изд., испр. — М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит., 1988. — 496 с.
4. Кондратьев К.Я. Актинометрия. Л.: Гидрометеорологическое издательство. 1965. – 692 с.
5. J.A. Duffie, W.A. Beckman, Solar Engineering of Thermal Processes, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1982.

21. ВЫБОР НЕВЫГОДНЫХ СОЧЕТАНИЙ НАГРУЗОК

21.1. Расчетные сочетания усилий и комбинации загружений

Практически любая конструкция подвергается воздействию множества нагрузок различного вида, возникающих при возведении и эксплуатации сооружения. Расчет же чаще всего выполняется на отдельные (элементарные) варианты нагружения в предположении, что любой реальный вариант нагружения системы может быть представлен как линейная комбинация элементарных вариантов. Это предположение оправдано при линейном подходе к расчету, поскольку только для линейных систем справедлив принцип суперпозиции. При нелинейных расчетах, например, при расчете с учетом геометрической нелинейности или с использованием так называемых физически нелинейных конечных элементов, которыми снабжены многие расчетные программы, указанный подход лишается смысла, но, к сожалению, пользователи об этом не всегда помнят.

Мы будем в дальнейшем предполагать справедливость линейного подхода и отыскивать такие линейные комбинации элементарных нагружений, которые, в некотором смысле, являются наихудшими и позволяют с их помощью проверить выполнение ограничений по прочности, устойчивости, деформативности и т.п. Такие комбинации называются *расчетными*, а коэффициенты, с которыми в них входят элементарные нагружения, называются *интенсивностями*.

В расчетной практике используются два похожих, но принципиально отличающихся понятия: *расчетные сочетания усилий* (РСУ) и *комбинации загружений*.

Определить РСУ — это значит найти те сочетания отдельных загружений, которые могут быть решающими (наиболее опасными) для каждого проверяемого элемента либо каждого сечения элемента (это касается стержня).

Выполнить расчет на комбинацию загружений — это значит получить показатели напряженно-деформированного состояния системы, на которую одновременно действуют несколько загружений.

В отличие от РСУ, где заранее не было известно, какая комбинация загружений окажется невыгодной (расчетной) для напряжения в определенном сечении и поиск такой комбинации как раз и является решаемой проблемой, при использовании комбинации загружений предполагается явное указание на нее. При этом любое из загружений может быть включено в комбинацию с некоторым множителем. Это позволяет получить ответ, например, на такой вопрос: чему равны перемещения от действия загружения «собственный вес», взятого с множителем 0,9, и загружения «снег», взятого с множителем 0,7. Если

упомянутые загружения были заданы своими расчетными значениями, то нетрудно увидеть, что мы получим перемещения от нормативных нагрузок.

Если бы все загружения состояли только из постоянных нагрузок, то никакой проблемы выбора РСУ не существовало бы, поскольку все они должны действовать одновременно. Но поскольку имеются переменные нагрузки, которые в некоторые моменты времени могут не действовать на конструкцию, то с этим следует считаться. Заметим, что при расчете линейных систем некоторое переменное загружение либо войдет в РСУ целиком, либо будет отброшено (если оно создает разгружающий эффект)[1], и, таким образом, можно себе представить всего 2^n сочетаний (где n — количество загружений), из которых следует сделать выбор. Нетрудно видеть, что при реальных значениях параметра n количество возможных комбинаций становится настолько большим, что решение задачи прямым перебором вариантов оказывается нереальным. В связи с этим для отбора допустимых сочетаний загружений и выбора среди них невыгодного использован специальный алгоритм.

Если согласиться с тем, что выбор РСУ нужен и важен, то возникает вопрос: требуется ли тогда предусматривать, например, в расчетных программах, возможность использования заранее предопределенных расчетных комбинаций. В пользу его независимого существования можно привести следующие доводы.

Нормы проектирования (см. п.13 [11]) предусматривают, что при учете сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку следует принимать:

«…а) нагрузку определенного рода от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана);

б) нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчетном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складируемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов ψ_A и ψ_n, приведенных в пп.20.8 и 20.9; нагрузку от нескольких мостовых или подвесных кранов с учетом коэффициента ψ, приведенного в п. 4.17; гололедно-ветровую нагрузку, определяемую в соответствии с п. 7.4)».

Естественно, что возникает определенный интерес к анализу напряженно-деформированного состояния (НДС) от такой единой нагрузки, что можно реализовать, воспользовавшись режимом расчета на комбинацию нагружений. Такой же интерес может возникнуть относительно анализа особенностей НДС в других комбинациях, которые представляются, например, критическими по определенному условию (например, по общей устойчивости сооружения).

Заметим, что каждое из невыгодных сочетаний создает определенное напряженно-деформированное состояние системы в целом, но в общем случае

[1] Полезно напомнить, что в некоторых нелинейных системах максимальное значение внутреннего усилия может реализоваться при неполном значении интенсивности нагружения.

такие НДС реализуются не одновременно. В силу этой разновременности нельзя построить «эпюру РСУ» как графическое изображение некоторой компоненты НДС, скорее график значений НДС, соответствующих РСУ, представлял бы огибающую таких эпюр.

Итак, сочетание нагрузок - это линейная комбинация собственно нагрузок с числовыми коэффициентами. Сочетания нагрузок образуют векторное пространство. Будем полагать, что в этом пространстве существует множество допустимых сочетаний нагрузок. Допустимые сочетания – это те, которые могут реализоваться, исходя из логики совместного действия нагрузок, ограничений по их интенсивности, но не сообразуясь с несущей способностью конструкции.

Среди сочетаний нагрузок будем разыскивать неблагоприятные (расчетные). Неблагоприятность сочетания — понятие достаточно расплывчатое. При неблагоприятном сочетании нагрузок конструкция (ее элемент, сечение) более близка к предельному состоянию, чем при других допустимых сочетаниях, или даже это предельное состояние реализуется. Меру близости конструкции к предельному состоянию в зависимости от нагрузок на нее определить довольно трудно.

Для определенности будем считать, что неблагоприятное сочетание — это то, которое максимизирует некий фактор (напряжение в фибровом волокне стержня, перемещение точки конструкции и т. п.), значение которого по условиям эксплуатационной пригодности конструкции не должно превосходить некоторой наперед заданной предельной величины. Таких факторов много. Много будет и неблагоприятных сочетаний нагрузок.

В идеологическом и вычислительном планах удобно, чтобы для каждого фактора соблюдалась линейная зависимость от действующих нагрузок.

Факторами, линейно зависящими от нагрузок, не всегда удается описать расчетные предельные состояния конструкции. Поэтому предлагается применить приближенный прием для выбора ограниченного числа неблагоприятных сочетаний, а затем для выбранных сочетаний осуществить сколь возможно тщательную проверку конструкции с точки зрения эксплуатационной пригодности.

Приближенный прием заключается в том, что для каждого конечного элемента записывается m линейных неравенств следующего вида:

$$\sum_{j=1}^{n} K_{ij} S_j \le 1 \qquad (i=1,...,m), \tag{21.1}$$

которые в n-мерном пространстве внутренних усилий в элементе аппроксимируют область несущей способности этого элемента (*рис. 21.1*).

Здесь S_j – j-е усилие в этом элементе; K_{ij} — коэффициенты, определяющие i-й участок границы области несущей способности для этого элемента.

Подобные неравенства можно записать и для каждого узла. Они будут определять ограничения для перемещения узла по выбранному направлению.

Тогда для рассматриваемого элемента (или для узла) можно определить m сочетаний нагрузок, каждое из которых будет максимизировать левую часть неравенств (21.1).

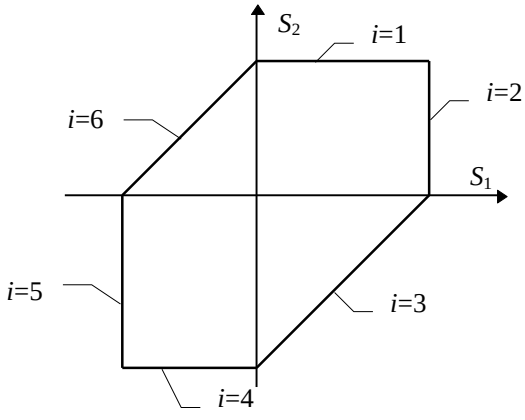


Рис. 21.1. Аппроксимация области несущей способности элемента

Если логика сочетаний такова, что в p-мерном пространстве коэффициентов сочетаний c_i (i=1,...,p) коэффициенты образуют дискретное множество точек или замкнутый выпуклый многогранник, определяемый, например, неравенствами

$$\sum_{l=1}^{p} A_{kl} c_l \le b_k \quad (k=1,...,q), \tag{21.2}$$

то почти очевидно, что определение m сочетаний нагрузок, неблагоприятных для данного элемента, можно будет выполнить либо путем перебора дискретного множества точек, либо путем решения m задач линейного программирования с одинаковыми ограничениями-неравенствами и различными целевыми функциями.

Возможны, по меньшей мере, два подхода к проблеме выбора расчетных сочетаний нагрузок. Первый из них заключается в выборе расчетных сочетаний нагрузок впрок, когда еще не известно, для какой цели они могут понадобиться. Так, например, можно вычислить все усилия в элементах системы при всех возможных сочетаниях нагрузок с экстремальными интенсивностями. Таких сочетаний – конечное число, и полученный набор результатов исчерпывает практически все потребности проверок прочности, деформативности, подбора сечений. Такой подход реален, если на систему действует небольшое число нагрузок. В противном случае сочетаний будет очень много, и мы утонем в результирующей информации.

Учитывая, что нахождение неблагоприятного сочетания нагрузок, сообщающего экстремум некоторой линейной функции, – это расчет по простой формуле, нет смысла определять сочетания впрок.

Эта процедура должна выполняться в программах проверки несущей способности элементов конструкции, подбора сечений, построения огибающих эпюр и т.п.

21.2. Допустимые сочетания и их логическая взаимосвязь

Сочетания нагрузок могут быть признаны недопустимыми из условий невозможности или пренебрежимо малой вероятности их совместного действия. Последнее чаще всего регламентируется нормами проектирования, где встречаются, например, такие записи «*…Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов при этом не учитываются*» [12, с .4].

При определении РСУ учитываются логические связи между загружениями, отражающими их физический смысл, и требования, регламентируемые различными нормативными документами. По отношению рассматриваемого загружения к другим загружениям можно выделить четыре типа логических связей:

- независимые (например, собственный вес и полезная нагрузка);
- взаимоисключающие (например, ветер слева и ветер справа или же сейсмическое воздействие вдоль разных осей координат);
- сопутствующие (например, тормозные, требующие обязательного присутствия вертикальных крановых нагрузок);
- одновременно действующие (например, ветровой напор и отсос, заданные в различных загружениях).

Кроме того, загружение может характеризоваться как знакопеременное, т.е. по физическому смыслу все его компоненты могут быть заменены на противоположно направленные. Типичным примером являются меняющиеся во времени сейсмические нагрузки, для которых, по сути, указывается амплитудное значение, а направление их действия может меняться на противоположное.

Отношения взаимоисключения, сопутствия или одновременности являются бинарными, т.е. могут быть установлены между парами загружений. Их удобно представлять в виде таблиц, напоминающих таблицы розыгрыша футбольного чемпионата, если входящие в пару загружения являются в логическом смысле равноправными (*табл. 21.1*). Это равноправие отношений относится к взаимоисключению и одновременности (действительно, нельзя указать, какое из них в этом случае превалирует). Здесь достаточно попросту указать, что некоторая пара загружений входит в такое соотношение, отметив это нажатием на кнопку в соответствующей клетке таблицы.

Вообще говоря, ничто не запрещает какому-нибудь загружению входить в несколько парных взаимоотношений одновременности, образуя некоторую «семью» (например, в таких соотношениях находятся все одновременно дей-

ствующие части нагрузки, отнесенные из каких-либо соображений к разным загружениям). Аналогичная полигамия возможна и во взаимоотношениях взаимоисключения, типичным примером которых может быть группа загружений, соответствующих ветру, направленному по различным румбам.

Таблица 21.1

	Загружение 1	Загружение 2	Загружение 3	Загружение 4	Загружение 5	Загружение 6	Загружение 7	Загружение 8
Загружение 1	—		+		+			
Загружение 2		—						
Загружение 3	+		—		+			
Загружение 4				—				
Загружение 5	+		+		—			
Загружение 6						—		
Загружение 7							—	
Загружение 8								—

Отношение сопутствия не является равноправным для пары участвующих в нем загружений. Одно из них не может существовать без другого (трение без нормального давления), но обратное неверно (нормальное давление может иметь место и в отсутствие трения).

Таблица 21.2

	Не может существовать без:							
	Загружения 1	Загружения 2	Загружения 3	Загружения 4	Загружения 5	Загружения 6	Загружения 7	Загружения 8
Загружение 1	—		+		+			
Загружение 2		—						
Загружение 3	+		—		+			
Загружение 4				—				
Загружение 5	+		+		—			
Загружение 6						—		
Загружение 7							—	
Загружение 8								—

Поэтому строки и столбцы соответствующей таблицы (*табл. 21.2*) имеют разный статус. Чтобы подчеркнуть это, они помечены заливкой разной интенсивности и указывается, что загружения, помеченные менее интенсивной

заливкой, не могут входить в сочетания без загружений, помеченных более темной заливкой.

Таким образом, соотношение сопутствия напоминает соотношение «потомок - предок», когда у каждого ребенка (светлая заливка) обязательно есть родитель, но не каждый потенциальный родитель (темная заливка) имеет ребенка.

Здесь нужно отметить, что на практике могут встретиться случаи, когда один потомок должен иметь нескольких предков. Типичным примером может служить сейсмическое загружение, инерционные свойства которого сформированы из нескольких статических загружений (собственного веса конструкций, постоянных нагрузок от ограждающих конструкций, некоторой доли полезной нагрузки) и поэтому без них не может реализоваться рассматриваемая сейсмическая нагрузка. И, конечно, вполне допустимо наличие у одного предка нескольких потомков.

Практически все эти отношения реализованы в большинстве современных программных систем, например, в ПВК SCAD. Единственное, что не предусмотрено в системе SCAD, — это случай отношения «внук-дед», т.е. предполагается, что одно и то же загружение не может одновременно присутствовать и в строке, и в столбце таблиц логической взаимосвязи загружений. Естественно, что речь идет об отечественных разработках. Большинство зарубежных программных систем не имеют режимов определения расчетных сочетаний усилий, а ориентируются на то, что пользователь укажет все необходимые комбинации загружений. И связано это, в частности, с тем, что во многих зарубежных нормах приводятся типовые варианты для комбинирования различных нагрузок, в соответствии с которыми следует проверить несущую способность конструкции.

Так, например, в нормах США [13] эти варианты выглядят следующим образом:

$$1{,}4\ DL$$
$$1{,}2\ DL + 1{,}6\ LL$$
$$0{,}9\ DL \pm 1{,}3\ WL$$
$$1{,}2\ DL \pm 1{,}3\ WL$$
$$1{,}2\ DL + 0{,}5\ LL \pm 1{,}3\ WL$$
$$0{,}9\ DL \pm 1{,}0\ EL$$
$$1{,}2\ DL \pm 1{,}0\ EL$$
$$1{,}2\ DL + 0{,}5\ LL \pm 1{,}0\ EL\ ,$$

где через DL обозначена нагрузка от собственного веса (*Dead Load*), через LL — полезная нагрузка (*Live Load*), через WL — нагрузка от ветра (*Wind Load*), а через EL — сейсмическое воздействие (*Earthquake Load*). Аналогичная рекомендация Еврокода [14] выглядит как

$$1{,}35\ DL$$
$$1{,}35\ DL + 1{,}50\ LL$$

1,35 DL ±□1,50 WL

1,00 DL ±□1,50 WL

1,35 DL + 1,35 LL ±□1,35 WL

1,00 DL ±□1,00 EL

1,00 DL + 0,30 LL ±□1,00 EL .

По сравнению с записями СНиП [11], где требования к выбору расчетных сочетаний нагрузок представлены в более общей (и более сложной) форме, сказанное выше представляется, на первый взгляд, очень простым и как будто однозначно определяющим «правила выбора». Но нетрудно заметить, что эта простота является кажущейся, если только задать себе такой вопрос: при каком направлении ветра необходимо определять значение WL, или же о каком из возможных вариантов приложения временной нагрузки LL должна идти речь. И тогда становится очевидным, что простые «правила выбора» еще не все определяют и не снимают с повестки дня проблему выбора расчетных сочетаний нагрузок. Так, например, во многих программных системах, ориентирующихся на реализацию требований Еврокода, формируется полный список возможных комбинаций (несколько сотен), из которого затем полным перебором ищут расчетное сочетание усилий.

21.3. Граф логической связи между загружениями

Способы описания логических взаимосвязей между загружениями могут быть различными; один из наиболее наглядных для анализа связан с использованием специально построенного ориентированного графа без циклов, имеющий одну начальную и одну конечную вершину [1]. Граф строится таким образом, что каждому пути из начальной вершины в конечную вершину однозначно соответствует допустимое сочетание загружений, а недопустимое сочетание не может реализоваться в виде такого пути.

Рассмотрим построение такого графа на примере нагружения одноэтажного производственного здания с кранами, на которое могут действовать следующие виды элементарных нагружений (*рис. 21.2*):

1 — собственный вес;
2 — снег;
3 — ветер слева;
4 — ветер справа;
5 — максимальное давление крана около левой колонны;
6 — максимальное давление крана около правой колонны;
7 — горизонтальная крановая нагрузка, передаваемая на левую колонну и направленная наружу пролета;
8 — горизонтальная крановая нагрузка, передаваемая на левую колонну и направленная внутрь пролета;

9 — горизонтальная крановая нагрузка, передаваемая на правую колонну и направленная внутрь пролета;

10 — горизонтальная крановая нагрузка, передаваемая на правую колонну и направленная наружу пролета.

При выборе допустимого сочетания следует учитывать, что:

- нагрузка от собственного веса не может отсутствовать;
- ветровая, снеговая и крановые нагрузки действуют независимо друг от друга;
- ветер одного направления исключает ветер другого направления, одно торможение исключает все другие, одно вертикальное давление исключает другое;
- горизонтальная крановая нагрузка не может возникнуть без вертикального давления.

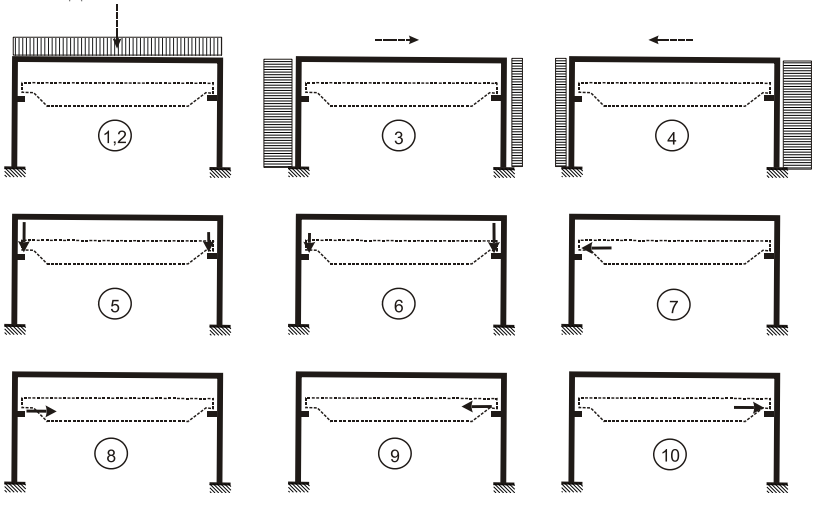


Рис. 21.2. Элементарные загружения

На *рис. 21.3*, *а* представлен граф, выражающий эту взаимосвязь. На нем, дуга 1 представляет собственный вес, дуга 2 — снеговую нагрузку, дуги 4 и 5 — соответственно ветер слева и ветер справа, дуги 7 и 8 — соответственно давление крана на левой и правой колонне и, наконец, дуги 10 и 13 различные варианты торможения. Кроме указанных дуг имеется еще четыре дуги: 3, 6, 9 и 14 (на рисунке они показаны пунктиром), соответствующие нулевым значениям интенсивности нагрузки. Эти дополнительные дуги позволяют обходить на графе те нагрузки, которые не обязательно должны входить в расчетную комбинацию нагрузок (оказывают разгружающее действие).

Можно отметить некоторые закономерности, облегчающие построение графа допустимых сочетаний нагрузок. К ним относятся следующие правила:

- если какая-либо нагрузка непременно должна участвовать в сочетании, то на графе соответствующая дуга должна образовать перешеек, после

«разрезания» которого граф распадется на две части, одна из которых содержит начальную вершину, а другая — конечную (дуга 1 на *рис. 21.3, а*);

- если две нагрузки взаимно исключают друг друга, то соответствующие дуги на графе параллельно соединяют одинаковые вершины (на *рис. 21.3, а* это дуги 5 и 6, дуги 7 и 8 и дуги 10-13).

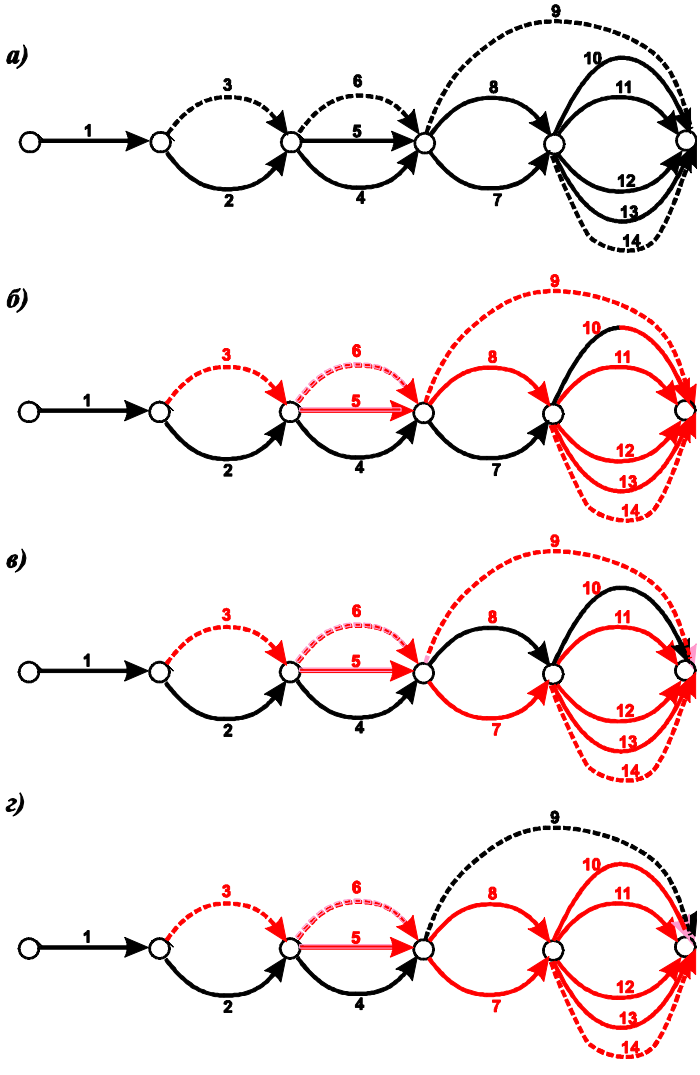


Рис. 21.3. Граф логической связи между нагрузками:
а – полный; *б, в, г* — пути на графе

Тогда множеству всех мыслимых путей на графе соответствует множество реальных нагрузок на рассчитываемое сооружение. Так, на *рис. 21.3, б* выделена комбинация из постоянной, снеговой, ветровой (ветер слева) и крановой нагрузок (кран передает горизонтальную нагрузку на левую колонну и при этом она направлена наружу пролета). На *рис. 21.3,в* выделена комбинация, отличающаяся тем, что горизонтальную нагрузку кран передает на правую колонну, а на *рис. 21.3,г* — тем, что крановая нагрузка вообще отсутствует.

Всего на показанном графе имеется 66 путей из начальной вершины в конечную. Конечно, это намного меньше, чем общее количество возможных комбинаций, равное при девяти временных загружениях $2^9 = 512$, и это говорит о том, что $512 - 66 = 446$ вариантов исключается ввиду их несоответствия заданным логическим связям.

Граф логической связи между нагрузками, представленный на *рис. 21.3*, рассматривает случай горизонтальной крановой нагрузки, вызываемой поперечным торможением, которая определяется по п.4.4 СНиП 2.01.07-85* и не зависит от положения тележки. Для горизонтальной нагрузки, вызываемой перекосами кранов и непараллельностью крановых путей (см. п.4.4 СНиП 2.01.07-85*) эта нагрузка зависит от величины нормального давления и, следовательно, от положения тележки. Тогда граф должен был бы иметь вид, показанный на *рис. 21.4*.

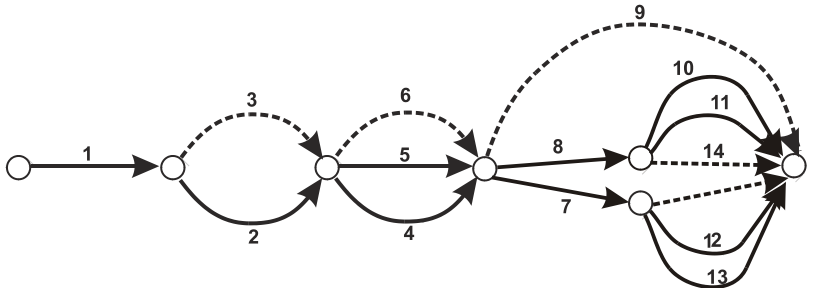


Рис. 21.4. Граф логической связи между нагрузками (второй вариант горизонтальных крановых сил)

Полезно рассмотреть граф логической взаимосвязи нагрузок при наличии сейсмического воздействия (*рис. 21.5*). Здесь нормы требуют, чтобы нагрузка от собственного веса (загружение D) была учтена с коэффициентом 0,9; временная длительная нагрузка (загружение T) — с коэффициентом 0,8 и, наконец, полезная нагрузка на перекрытиях (загружение P) — с коэффициентом 0,5. Кроме того, при расчете на сейсмику учтены массы, создаваемые загружениями $0{,}9\times D$ и $0{,}8\times T$, поэтому сейсмические загружения вдоль оси X (загружение A_X) и вдоль оси Y (загружение A_Y) не могут без них приниматься во внимание.

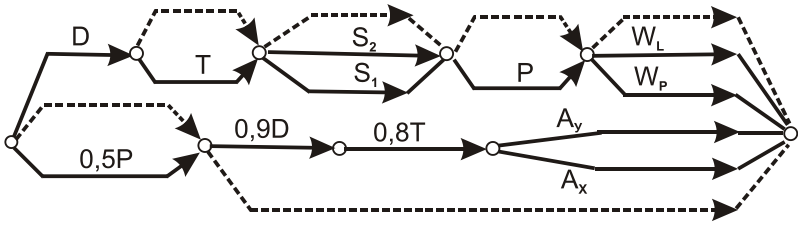


Рис. 21.5. Граф логического взаимодействия нагрузок при сейсмическом загружении

21.4. Язык описания сочетаний с заданием величин нагрузок

Кроме изображения логической связи между загружениями в виде графа можно воспользоваться для этой цели специальным языком.

Будет легче рассуждать и писать формулы, если нагрузки выбирать так, чтобы коэффициенты сочетаний были только 1 и 0. Нагрузки, различающиеся коэффициентом, будем считать разными. Например, нормативная нагрузка от собственного веса, расчетная нагрузка от собственного веса с коэффициентом надежности по нагрузке 1,1 и расчетная нагрузка от собственного веса с коэффициентом надежности по нагрузке 0,9 – это три разные нагрузки.

Достаточно сложную логику сочетаний можно представить с помощью специальных выражений. Будем обозначать нагрузки идентификаторами или символами, как это делается в обычной алгебре. Пусть, например:

W – собственный вес;
S – снег;
*V*1 – ветер слева;
*V*2 – ветер справа.

Нам понадобится также нулевая нагрузка, которую всегда будем обозначать *O*.

Составим из этих символов выражение, описывающее множество допустимых сочетаний *C*, используя знаки =, +, | и скобки.

$$C = W+(O|S)+(O|V1|V2). \qquad (21.3)$$

Это выражение истолковывается так: сочетание *C* получим, если возьмем собственный вес, добавим снег или ничего и еще добавим ветер слева или ветер справа или ничего.

Таким образом, через вертикальную черту перечисляются альтернативные нагрузки (альтернирование), а знаком + объединяются нагрузки, дейст-

вующие одновременно (суммирование). Символами можно обозначать не только отдельные нагрузки, но и их сочетания.

С помощью выражений такого же вида можно записать логику крановой нагрузки:

$$K = O|((Q1|\ Q2)+(O|T11|\ T12\ |T21|T22)). \tag{21.4}$$

Здесь $Q1$ – вертикальное давление крана, максимум – на левой колонне;
$Q2$ – вертикальное давление крана, максимум – на правой колонне;
$T11$ – торможение крана, действие на левую колонну влево;
$T12$ – торможение крана, действие на левую колонну вправо;
$T21$ – торможение крана, действие на правую колонну влево;
$T22$ – торможение крана, действие на правую колонну вправо;

Выражения можно преобразовывать, упрощать. Многие правила очевидны. Так, справедлив закон коммутативности и в случае альтернирования и в случае суммирования. Вот иные правила:

$$a+(b|c)=(a+b)|(a+c); \tag{21.5}$$

$$a+O=a; \tag{21.6}$$

$$a|(b|c)= a|b|c; \tag{21.7}$$

$$a+(b+c)= a+b+c. \tag{21.8}$$

Любое выражение может быть разложено в серию элементарных альтернативных сочетаний. Например, выражение (21.3)

$$\begin{gathered} C = W+(O|S)+(O|V1|V2)= \\ =W|(W+V1)|(W+V2)|(W+S)|(W+S+V1)|(W+S+V2). \end{gathered} \tag{21.9}$$

Одновременно будет установлено число различных сочетаний, в данном случае шесть.

Разложение выражения (21.4):

$$\begin{gathered} K = O|((Q1|\ Q2)+(O|\ T11|\ T12|\ T21|\ T22)) = \\ =O|\ Q1|\ (Q1+T11)|\ (Q1+T12)|(Q1\ +T21)|\ (Q1\ +T22)|\ Q2|\ (Q2+T11)| \\ (Q2+T12)|\ (Q2\ +T21)|\ (Q2\ +T22). \end{gathered} \tag{21.10}$$

Рассматриваемые формулы описывают множество допустимых сочетаний. Они же дают алгоритм для определения неблагоприятного или расчетного сочетания.

Представим себе, что среди допустимых сочетаний нагрузок надо найти то, которое доставляет максимум некоторому усилию N. Для этого надо вычислить усилие N от каждой нагрузки в отдельности и подставить полученные значения в специальную формулу, очень похожую на ту, которая определяет допустимые сочетания нагрузок. Вычисление по этой последней формуле приведет к определению максимального значения рассматриваемого усилия и покажет, какие нагрузки вошли в состав сочетания.

Покажем на примере формулы (21.9), как получается вычислительная формула и как выполняются сами вычисления.

Вычислительная формула в данном примере будет иметь такой вид:

$$C_{max} = W+\max(O|S)+ \max(O|V1|V2). \quad (21.11)$$

В этой формуле символы означают:

W – усилие N от собственного веса;

S – усилие N от снега;

$V1$ – усилие N от ветра слева;

$V2$ – усилие N от ветра справа;

C_{max} – экстремальное значение усилия N.

В формуле использована функция max, результат воздействия которой на выражение в скобках есть максимальное из чисел, находящихся в скобках и разделенных вертикальной чертой.

Таким образом, вычислительная формула получается из комбинаторной формулы путем добавления символа max перед каждой скобкой с альтернативными нагрузками.

Пусть рассматриваемое усилие от собственного веса равно 2, от снега – 1,2, от ветра слева – 0,5, от ветра справа – –0,4, от нулевой нагрузки, естественно, – 0.

Подстановка в формулу (21.11) дает:

$$C_{max} = 2+ \max(0|1,2)+ \max(0|0,5|-0,4) = 2+1,2+0,5=3,7. \quad (21.12)$$

Вспоминая, какие усилия были выбраны, а именно, W, S и $V1$, получаем экстремальную комбинацию.

Пусть для этого же случая надо вычислить минимальное значение усилия. Тогда вычислительная формула будет иметь вид:

$$C_{min} = W+ \min(O|S)+ \min(O|V1|V2). \quad (21.13)$$

Обозначения те же, а смысл функции min – выбор минимального значения очевиден.

Переходя к числовому примеру, получим:

$$C_{min} = 2+ \min(0|1,2)+ \min(0|0,5|-0,4) = 2+0+(-0,4)=1,6. \quad (21.14)$$

Это соответствует сочетанию W и $V2$.

Таким образом, вся комбинаторика сосредоточена в определении допустимых сочетаний, а вычисления выполняются по прямой формуле.

21.5. Язык описания сочетаний с заданием диапазонов

На практике нагрузки представлены не своим фиксированным значением, а некоторым диапазоном их изменения. Так, интенсивность снеговой нагрузки может изменяться от нуля до ее максимального значения (интервал изменения коэффициента интенсивности [0…1]), интенсивность ветровой

нагрузки при плоской расчетной схеме – от ее максимального значения при ветре слева до ее максимального значения при ветре справа (интервал изменения коэффициента интенсивности [-1…1]), собственный вес – от 0,9 до 1,1 его нормативной величины (интервал изменения коэффициента интенсивности [0,9…1,1]). Иногда удобно ввести в рассмотрение просто числовой коэффициент к интенсивности нагрузки. Это дает возможность выполнить расчет на единичную или условную нагрузку, а переход к ее фактическому значению выполнить впоследствии введением коэффициента.

Введем некоторые формальности.

Объектами языка описания сочетаний нагрузок являются множества сочетаний нагрузок, коэффициенты и сегменты.

Множество сочетаний нагрузок определено выше и обозначается идентификатором.

Коэффициент – обычное действительное число.

Сегмент – замкнутый числовой интервал. Сегмент обозначается упорядоченной парой чисел ($a \le b$) в квадратных скобках, разделенных многоточием: [a…b]. Если $a = b$, сегмент вырождается в число.

Коэффициент и сегмент могут присутствовать в формулах своим непосредственным значением или в виде идентификатора.

Язык, кроме указанных объектов, использует операторы **=** , **|** , **+** , **–** , **·** , **/** и скобки для указания порядка действий.

Оператор = ставится между обозначениями двух множеств сочетаний нагрузок или двух других объектов и обозначает их эквивалентность. Используется для определения новых объектов.

Оператор | ставится между обозначениями двух множеств сочетаний нагрузок и обозначает альтернирование – выбор одного из множеств, разделенных этим оператором. Например,

$$A=B|C \tag{21.15}$$

означает, что множество A - это или множество B или множество C.

Оператор + ставится между обозначениями множеств сочетаний нагрузок и обозначает одновременное действие на конструкцию сочетаний нагрузок из одного и из другого множества. Например,

$$A=B+C \tag{21.16}$$

означает, что A – это такое множество сочетаний нагрузок, которое включает в себя любое сочетание нагрузок из множества B, действующее совместно с любым сочетанием нагрузок из множества C. Таким образом, множество A содержит все пары сочетаний нагрузок по одному представителю из B и из C. Если множества B и C содержат одинаковые сочетания, то множество A содержит эти сочетания с удвоенной интенсивностью нагрузки.

Операторы · и / – это операторы умножения и деления. Множество сочетаний нагрузок можно умножать и делить на коэффициент и на сегмент коэффициентов, получая новое множество. Эта операция действует на интен-

сивности нагрузок, входящих во множество. Если операндом является сегмент, как в следующей формуле,

$$A=[a..b]\cdot B; \tag{21.17}$$

то множество-результат A содержит все сочетания из исходного множества B с интенсивностями, увеличенными путем умножения их на любое значение коэффициента из сегмента $[a\ldots b]$.

Операции над коэффициентами и сегментами

К коэффициентам и к сегментам применяются операторы сложения, вычитания, умножения и деления. Если оба операнда – коэффициенты, результат – коэффициент. Если хотя бы один операнд – сегмент, результат – сегмент.

Нельзя делить на 0 и на сегмент, содержащий 0.

Операции над коэффициентами – это операции над действительными числами. Разве что добавляется операция альтернирования:

$$a|b=[\min(a,b)..\max(a,b)]. \tag{21.18}$$

Далее определим операции над коэффициентами и сегментами.

Сложение:

$$c+[a..b]=[c+a..c+b]; \tag{21.19}$$

$$[a..b]+c=[a+c..b+c]; \tag{21.20}$$

$$[a..b]+[c..d]=[a+c..b+d]. \tag{21.21}$$

Вычитание:

$$c-[a..b]=[c-b..c-a]; \tag{21.22}$$

$$[a..b]-c=[a-c..b-c]; \tag{21.23}$$

$$[a..b]-[c..d]=[a-d..b-c]. \tag{21.24}$$

Умножение:

$$c\cdot[a..b]=[a\cdot c..b\cdot c] \quad (c>0); \tag{21.25}$$

$$[a..b]\cdot c=[a\cdot c..b\cdot c] \quad (c>0); \tag{21.26}$$

$$c\cdot[a..b]=[c\cdot b..c\cdot a] \quad (c<0); \tag{21.27}$$

$$[a..b]\cdot c=[b\cdot c..a\cdot c] \quad (c<0); \tag{21.28}$$

$$[a..b]\cdot[c..d]=[\min(a\cdot c,\ a\cdot d,\ b\cdot c,\ b\cdot d)..\max(a\cdot c,\ a\cdot d,\ b\cdot c,\ b\cdot d)]. \qquad (21.29)$$

Деление:

$$c/[a..b] = [c/b..c/a] \quad (c>0); \qquad (21.30)$$

$$[a..b]/c = [a/c..b/c] \quad (c>0); \qquad (21.31)$$

$$c/[a..b] = [c/a..c/b] \quad (c<0); \qquad (21.32)$$

$$[a..b]/c = [b/c..a/c] \quad (c<0); \qquad (21.33)$$

$$[a..b]/[c..d] = [\min(a/c,\ a/d,\ b/c,\ b/d)..\max(a/c,\ a/d,\ b/c,\ b/d)]. \qquad (21.34)$$

Альтернирование:

$$c|[a..b]= [\min(c,a)..\max(c,b)]; \qquad (21.35)$$

$$[a..b]|c= [\min(a,c)..\max(b,c)]; \qquad (21.36)$$

$$[a..b]||[c..d] = [\min(a,c)..\max(b,d)]. \qquad (21.37)$$

Примеры описания сочетаний с использованием сегментов

Множество допустимых сочетаний описывается формулами такого же вида, как и в разделе 21.4, но необходимые коэффициенты в виде чисел и сегментов присутствуют в этой формуле явно.

Пусть, например:

W – собственный вес;

S – снег;

V_1 – ветер слева;

V_2 – ветер справа.

Собственный вес может присутствовать в сочетании с коэффициентом из сегмента [0,9..1,1], снег – с коэффициентом из сегмента [0..1,4], ветер – с коэффициентом из сегмента [0..1,4].

Тогда формула допустимых сочетаний нагрузок будет выглядеть так:

$$C = [0,9..1,1]\cdot W+[0..1,4]\cdot S+ [0..1,4]\cdot(V_1|V_2). \qquad (21.38)$$

Логика крановой нагрузки, представленная формулой (21.39),

где Q_1 – вертикальное давление крана, максимум - на левой колонне;

Q_2 – вертикальное давление крана, максимум - на правой колонне;

T_1 – торможение крана, действие на левую колонну;

T_2 – торможение крана, действие на правую колонну

может быть представлено следующим образом:

$$K = [0\ldots1,1]\cdot((Q_1|\ Q_2)+ [-1\ldots1]\cdot(T_1|\ T_2)). \qquad (21.39)$$

В формуле учтено, что крановая нагрузка имеет коэффициент надежности 1,1, а торможение – нагрузка знакопеременная.

Вычислительные аспекты

Пусть среди допустимых сочетаний нагрузок надо найти те, которое доставляет экстремальные значения некоторому усилию N, линейно зависящему от нагрузок. Для этого надо вычислить усилие N от каждой нагрузки в отдельности и подставить полученные значения в формулу вместо идентификаторов соответствующих нагрузок. Вычисление по этой формуле приведет к определению сегмента, в котором находятся значения рассматриваемого усилия и позволит отследить, какие нагрузки вошли в состав сочетания.

Проведем вычисления по формуле (21.37), полагая, что рассматриваемое усилие от собственного веса равно 2, от снега – 1,2, то ветра слева – 0,5, от ветра справа – –0,4.

$$C = [1{,}8..2{,}2]+[0..1{,}68]+[\ -0{,}56..0{,}7]=[1{,}24..4{,}58]. \qquad (21.40)$$

Таким образом, вычисления показывают, что искомое усилие N принимает значения из сегмента [1,24..4,58].

Проведем теперь вычисления по формуле (21.39), полагая, что исследуемое усилие от нагрузки Q_1 принимает значение –1,5; от нагрузки Q_2 принимает значение –2; от нагрузки T_1 принимает значение 0,5; от нагрузки T_2 принимает значение 0,3.

$$\begin{gathered} K = [0..1,1]\cdot((-1{,}5|\ -2)+ [-1..1]\cdot(0{,}5|\ 0{,}3))= \\ =[0..1,1]\cdot([-2..-1{,}5]+[-1..1]\cdot\ [0{,}3..0{,}5])= \\ =[0..1,1]\cdot([-2..-1{,}5]+[-0{,}5..0{,}5])=[0..1,1]\cdot[-2{,}5..-1]=[-2{,}75..0]. \end{gathered} \qquad (21.41)$$

Таким образом, искомое усилие N принимает значения из сегмента [–2,75..0].

Возможен вариант, когда усилия от нагрузки представляют собой сегменты. В этом случае вместо идентификаторов соответствующих нагрузок в формулу необходимо подставить сегменты и выполнять вычисления как с сегментами.

21.6. Критерии отбора невыгодных сочетаний

Во многих случаях невыгодные сочетания загружений выбираются как такие, которые создают максимальные напряжения в характерных точках или на характерных площадках конечных элементов. При этом для конечных элементов различного типа (стержневых, пластинчатых и т.п.) используется свой подход для назначения критериев выбора РСУ.

Для *стержневых элементов* в качестве критерия определения РСУ приняты экстремальные значения нормальных и касательных напряжений в некоторых контрольных точках поперечного сечения (*рис. 21.6*).

Для вычисления нормальных напряжений используется формула

$$\sigma_k = \frac{N}{F} \pm \frac{M_y z_k}{I_y} \pm \frac{M_z y_k}{I_z}, \qquad (21.42)$$

где k — точка сечения стержня (k = 1…8). В случае прямоугольного сечения с размерами $B \times H$ эта формула преобразуется следующим образом при $y = \pm B/2$ и $z = \pm H/2$:

$$\sigma_k F = N \pm \frac{M_y}{l_{z,i}} + \frac{M_z}{l_{y,i}}, \qquad (21.43)$$

где $l_{y,i}$ и $l_{z,i}$ – ядровые расстояния в сечении стержня (i = 1, 2).

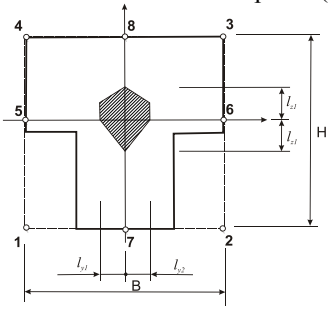


Рис. 21.6. Поперечное сечение и прямоугольник, ограничивающий его габариты

Такой подход позволяет определить экстремальные нормальные напряжения в сечении любой формы, если заданы ядровые расстояния, при этом напряжения могут относиться к точкам 1-4 наиболее удаленным от центра тяжести сечения, в том числе и к фиктивным точкам, не относящимся к фактическому поперечному сечению, а определяемым прямоугольником, ограничивающим габариты произвольного сечения. Это, как и само использование напряжений в качестве критериев отбора, отражает тенденцию, и потому может быть использовано, однако само значение соответствующего критерия не может быть использовано ни для чего другого, кроме как для сравнения вариантов.

Наибольшие касательные напряжения достигаются в точках пересечения контура с главными осями (точки 5-8) и зависят от поперечных сил и крутящих моментов. Для касательных напряжений используются формулы

$$\tau_y F = \frac{Q_y}{2} \pm \frac{M_{kp}}{2(l_{y1} + l_{y1})}, \qquad \tau_z F = \frac{Q_z}{2} \pm \frac{M_{kp}}{2(l_{z1} + l_{z2})}. \qquad (21.44)$$

В общем случае для *мембраны* (*плоского напряженного состояния*) главные напряжения в одной и той же точке конструкции при различных загружениях имеют различную ориентацию, поэтому их использование в качестве

критерия отбора РСУ невозможно. Поэтому здесь для определения РСУ используются значения нормальных и касательных напряжений, возникающих на различным образом ориентированных площадках (ориентация задается значением угла α в центре тяжести конечного элемента). Расчет выполняется по формулам

$$\tau(\alpha) = \frac{1}{2}\left(N_z - N_x\right)\sin 2\alpha + T_{xz}\cos 2\alpha\,; \qquad \sigma(\alpha) = N_x\cos^2\alpha + N_z\sin^2\alpha + T_{xz}\sin 2\alpha\,. \tag{21.45}$$

Обозначения приведены на *рис. 21.7*. Нормальные напряжения вычисляются в диапазоне изменения угла α от 90° до –90°, а касательные — от 90° до 0° при некотором шаге просмотра (например, через 15°). Каждое значение угла α и соответствующее ему напряжение порождают свой критерий выбора РСУ.

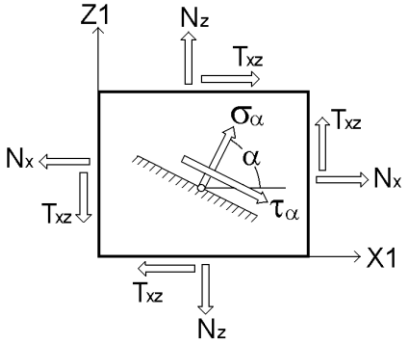


Рис. 21.7. Ориентация расчетных площадок

Для *плит* и *оболочек* применяется подход, аналогичный тому, который описан выше для мембран. В последнем случае вычисляются напряжения на верхней и нижней поверхностях оболочки с учетом мембранных напряжений и изгибающих усилий по следующим зависимостям:

$$\sigma_x^{\text{H/B}} = N_x \pm \frac{6M_x}{h^2};\quad \sigma_y^{\text{H/B}} = N_y \pm \frac{6M_y}{h^2};\quad \tau^{\text{H/B}} = T_{xy} \pm \frac{6M_{xy}}{h^2}, \tag{21.46}$$

где h — толщина оболочки; В и Н — индексы, означающие принадлежность к верхней и нижней поверхностям.

Описанный выше подход точно удовлетворял бы условию предельного состояния, если бы мы рассматривали упругую конструкцию, для которой ограничиваются напряжения в сечении элемента. Это очень близко к определению предельного состояния стальных конструкций в соответствии со СНиП. Но для конструкций из железобетона такой подход не является точным, его можно рассматривать только как некоторый инженерный прием, основанный на таком эвристическом подходе:

«*то, что оказывается плохим с точки зрения напряжений в сечении упругого элемента (например, напряжения от изгиба в крайних фиб-*

рах стержня), скорее всего, будет плохим и для железобетонного сечения».

Аналогично и для стальных конструкций, предельные состояния которых связаны с неупругой стадией работы материала, мы имеем только приближенное решение.

21.7. Использование выпуклой оболочки множества сочетаний

Серьезным недостатком описанного выше подхода является то обстоятельство, что отыскание РСУ реализуется с некоторыми наперед заданными предположениями о форме поперечного сечения стержней, и коэффициенты, с которыми интенсивности элементарных нагружений входят в критериальную функцию, зависят от геометрических характеристик сечений этих стержней. Так, например, если критерием служит максимум напряжения в некоторой точке поперечного сечения стержневого элемента, то требуется заранее знать размеры этого поперечного сечения или, по крайней мере, значения ядровых расстояний. Вместе с тем, само отыскание экстремального сочетания зачастую направлено на подбор сечения, т.е. наблюдается заведомо противоречивая ситуация, выход из которой возможен лишь путем последовательных приближений в цикле такого вида:

задание характеристик сечений — расчет — отыскание расчетной комбинации нагрузок — подбор сечения — расчет — отыскание расчетной комбинации нагрузок и т.д.

Поиск расчетной комбинации является только одним из этапов этого итерационного цикла, но чаще всего он является единственным, поскольку после подбора сечений достаточно редко уточняются исходные данные для отыскания новой расчетной комбинации нагрузок. По-видимому, это допустимо при расчетах традиционных конструктивных схем, но может оказаться недостаточным в непривычных ситуациях.

Желание избавиться от предварительного задания характеристик поперечного сечения при поиске РСУ стимулирует использование, например, такого правила выбора:

(A) определить сочетание, при котором реализуется максимум момента, и найти соответствующие ему продольную и поперечную силы;

(B) определить сочетание, при котором реализуется минимум момента, и найти соответствующие ему продольную и поперечную силы;

(C) определить сочетание, при котором реализуется максимум продольной силы, и найти соответствующие ему момент и поперечную силу,

и т.д.

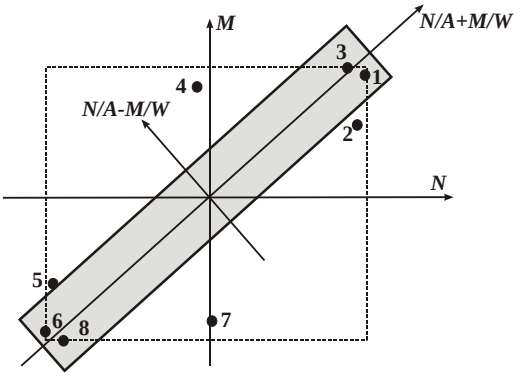


Рис. 21.8. Пример использования правила «экстремальное усилие и соответствующие ему другие усилия»

Такое правило является традиционным и представлено во многих учебниках. Однако здесь имеется определенная опасность пропустить опасные ситуации, как это, например, было продемонстрировано в работе [15]. Идея контрпримера ясна из *рис. 21.8*, где точками в координатах *M*,*N* показаны значения для некоторых нагружений и их комбинаций. Экстремальные значения определяют прямоугольник, проходящий через точки 1, 3, 6, 8, и именно эти комбинации ложатся в основу подбора сечений. Несущая способность подобранного сечения, связанная с экстремальными напряжениями $N/A \pm M/W$, такова, что ею определяется затемненный прямоугольник, который, безусловно, накрыл расчетные точки 1, 3, 6, 8. Однако другие точки, например 4 и 7, остались вне области несущей способности.

Более общим является подход работы [6], где было предложено из всего множества допустимых сочетаний предварительно выделить подмножество, содержащее расчетные сочетания не для одного, а для целого класса критериев. Таким классом являются все критериальные функции, обладающие свойством выпуклости. При этом, в силу линейности рассматриваемых конструкций, отыскивается не расчетное сочетание нагрузок, действующих на сооружение, а расчетное сочетание внутренних сил, вызываемых этими нагрузками.

Обозначим через n количество силовых факторов, одновременно действующих в сечении элемента. Каждое i-е сочетание нагрузок вызывает n-мерный вектор усилий, определяющий точку X_i в пространстве силовых факторов R^n. Например, если отыскивается невыгодное значение напряжения от действия продольной силы и момента, то $n = 2$, а точки X_i определяются парами $\{N_i, M_i\}$. Таких точек (*рис. 21.9*) в пространстве R^n может оказаться чрезвычайно много. Так, если все элементарные нагружения независимы, то их число будет 2^k, где k – количество нагружений.

Известно, что любая выпуклая вниз критериальная функция $f(x_1, \ldots, x_n)$, определенная на выпуклом многограннике $M \in R^n$, достигает своего максимума в одной из вершин этого многогранника [2, с. 448].

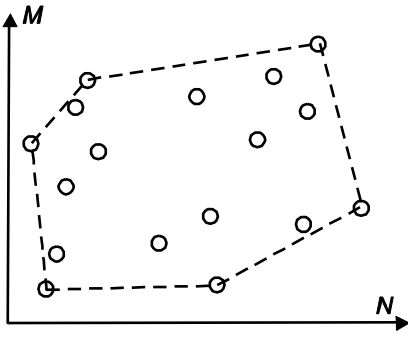


Рис. 21.9. Множество точек X и его выпуклая оболочка

Если в качестве многогранника M взять выпуклую оболочку конечного множества точек X_i (на *рис. 21.9* она указана пунктиром), то независимо от вида выпуклой критериальной функции, точка, где эта функция достигает максимума, находится среди вершин M. Количество таких вершин намного меньше, чем общее число точек X_i, и для отыскания решения можно устроить перебор указанных вершин.

Алгоритм для отыскания вершин, входящих в состав выпуклой оболочки конечного множества точек, основан на том, что координаты точки, не являющейся вершиной многогранника M, представимы в виде выпуклой линейной комбинации координат других точек множества. Этот алгоритм детально описан в работе [6]. Что же касается выпуклости критериальной функции, то здесь редко возникают сомнения, поскольку большинство из используемых критериев являются линейными. Однако свойство выпуклости выполняется не во всех случаях. Если в качестве критериальной функции принимается несущая способность элемента с учетом всех нормативных требований (прочность, устойчивость, жесткость), то исследование ее выпуклости необходимо провести весьма тщательно. В частности, стоит убедиться, что область несущей способности рассматриваемого элемента является выпуклой. Дело в том, что при поиске невыгодного сочетания нагрузок эта область с точностью до общего масштабного параметра типа прочности материала может играть роль линии уровня целевой функции, и очевидно, что если не гарантирована выпуклость области несущей способности, то невыпуклой является и целевая функция задачи поиска невыгодного нагружения.

В том, что такая опасность существует, можно убедиться, рассматривая сжато-изогнутый элемент стальной конструкции, область несущей способности которого, ограниченная кривой взаимодействия усилий, может оказаться невыпуклой. Типичный пример такой кривой представлен на *рис. 21.10.*

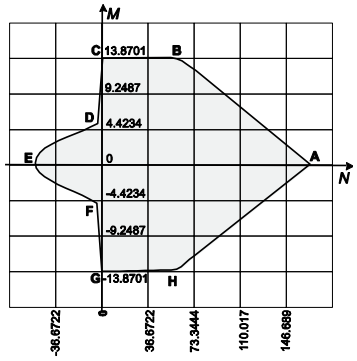


Рис. 21.10. Область несущей способности

Здесь рассмотрено поперечное сечение в виде симметричного сварного двутавра со стенкой 400×10 мм и полками 200×10 мм из стали с расчетным сопротивлением $R_y = 2050$ кгс/см^2. Расчетная длина стержня в обоих главных плоскостях составляет 600 см, коэффициент условий работы и коэффициент надежности по назначению приняты равными: $\gamma_c = 1{,}0$ и $\gamma_n = 1{,}0$.

Граница области несущей способности на участках AB и AH определяется условием прочности при совместном действии растяжения и изгиба, на участках BC и GH — устойчивостью плоской формы изгиба, на участках CD и GF, как и на участке DEF, — устойчивостью из плоскости действия момента.

Невыпуклость кривой CDEFG связана со сменой типа зависимости коэффициента C, входящего в условие проверки устойчивости из плоскости изгиба и вычисляемого по формулам (57) — (59) СНиП II-23-81*, от величины относительного эксцентриситета m. Эта зависимость для трех значений длины рассматриваемого стержня приведена на *рис. 21.11*. Характерный излом при значении $m = 10$, где функция $C = C(m)$ меняется с линейной на гиперболическую, соответствует точкам D и F на кривой взаимодействия.

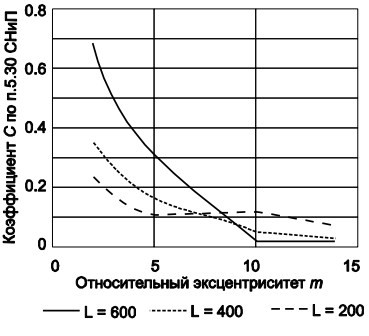


Рис. 21.11. Зависимость коэффициента C от эксцентриситета

Невыпуклость области несущей способности не проявляется при малых гибкостях элемента из плоскости изгиба, несмотря на то, что излом кривой $C = C(m)$ не исчезает; это попросту связано с тем, что для таких случаев устойчивость из плоскости изгиба не является определяющей. Сама по себе

невыпуклость рассматриваемой области может привести ко многим неприятным последствиям; наиболее очевидным является следующее: по традиции оценивая невыгодные сочетания усилий, инженеры либо вообще не рассматривают некоторые воздействия, либо учитывают их полностью. Для невыпуклой области, однако, возможно и такое, что невыгодным является некоторое промежуточное значение. Так, если одно нагружение соответствует точке C, а другое — точке E (в обоих случаях несущая способность обеспечена), то, приняв момент и силу равными половине предельных значений, мы окажемся в точке, расположенной за пределами допустимой области.

21.8. Максимизация квадратичной функции

Иногда возникает необходимость в поиске экстремального значения нелинейной функции, например, квадратичной, как в случае с главными напряжениями или с другими критериями прочности. Тогда удобно сформулировать соответствующую задачу нелинейного программирования и решать ее стандартными методами. Рассмотрим в этом разделе, как построить ограничения множества допустимых сочетаний в виде равенств и неравенств. Условия прочности материала по различным теориям прочности имеют вид корня квадратного из квадратичной функции от напряжений в материале. Так, например, для металла условие перехода материала в пластическую стадию при трехосном напряженном состоянии имеет вид [7]:

$$\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2+\sigma_z^2-(\sigma_x\sigma_y+\sigma_y\sigma_z+\sigma_z\sigma_x)+3(\tau_{xy}^2+\tau_{yz}^2+\tau_{zx}^2)}\le\sigma_{\text{T}}\,. \qquad (21.47)$$

Обозначения общепринятые.

Для двухосного напряженного состояния формула упрощается:

$$\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2-\sigma_x\sigma_y+3\tau_{xy}^2}\le\sigma_{\text{T}}\,. \qquad (21.48)$$

Поскольку корень квадратный, функция монотонная, есть смысл рассматривать более благородное подкоренное выражение, максимум которого достигается при тех же значениях переменных, что и максимум квадратного корня. Напряжения в материале в линейно деформируемых системах линейно зависят от интенсивности нагрузок, поэтому подкоренное выражение – квадратичная функция интенсивностей нагрузок.

Таким образом, полезно уметь решать задачи на максимизацию квадратичной функции

$$z=\sum_{j=1}^{n}\sum_{k=1}^{n}c_{jk}x_jx_k+\sum_{j=1}^{n}d_jx_j+e \qquad (21.49)$$

при ограничениях, определяющих область изменения переменных.

В достаточной мере изучена задача квадратичного программирования, т.е. задача поиска значений переменных, доставляющих квадратичной функции

экстремальное значение, при условии, что на изменение переменных наложены линейные ограничения – равенства и неравенства. Больше других изучена задача о поиске значений переменных, доставляющих минимум выпуклой квадратичной функции. Известно, что локальный минимум в этой задаче является ее глобальным минимумом. Алгоритм решения этой задачи хорошо отлажен.

В нашем случае имеем дело с выпуклой квадратичной функцией, но речь идет о поиске ее максимума. Такая задача имеет неприятное свойство: она многоэкстремальная, т.е. может иметь много локальных максимумов, ни один из которых не является глобальным. Однако нет худа без добра: максимум выпуклой квадратичной функции достигается в вершине многогранника, определяющего допустимую область изменения переменных.

Напрашивается такой путь решения задачи: надо построить допустимую область изменения переменных и осуществить разумный перебор ее крайних точек, каждый раз вычисляя максимизируемую функцию. Может оказаться полезным метод ветвей и границ. Координаты крайней точки, соответствующие максимуму функции, и будут решением задачи.

21.9. Сочетания усилий при случайных нагрузках

В задачах выбора неблагоприятных сочетаний нагрузок иногда возникает необходимость определить, какие значения могут принимать исследуемые факторы, зависящие от нагрузок, при условии, что реализуется экстремальное значение одного из них. Для этого может быть использован математический аппарат условных вероятностей [10].

Будем рассматривать факторы $z_0,\ldots,z_n$, являющиеся взаимосвязанными случайными величинами. Пусть для этих величин (и это существенно) соблюдается многомерный нормальный закон распределения вероятностей. Как известно, многомерный нормальный закон распределения вероятностей полностью определяется математическими ожиданиями этих величин и ковариационной матрицей.

Пусть математические ожидания этих величин соответственно $\overline{z}_0,\ldots,\overline{z}_n$, а ковариационная матрица состоит из элементов $\breve{z}_{ij}$ $(i, j=0,\ldots,n)$.

Тогда их совместная плотность распределения вероятностей выражается формулой

$$f\left(z_0,\ldots,z_n\right)=\frac{1}{\sqrt{\left(2\pi\right)^{n+1}\det\left(\breve{z}_{ij}\right)}}\exp\left\{-\frac{1}{2}\sum_{i=0}^{n}\sum_{j=0}^{n}\left(z_i-\overline{z}_i\right)\breve{z}_{ij}\left(z_j-\overline{z}_j\right)\right\}, \qquad (21.50)$$

где $\det\left(\breve{z}_{ij}\right)$ – детерминант ковариационной матрицы с элементами $\breve{z}$ $(i,j = 0, \ldots, n)$, $\breve{z}_{ij}$ $(i,j = 0, \ldots, m)$ – элементы матрицы, обратной ковариационной.

Пусть, далее, значение фактора z_0 зафиксировано на уровне z^*_0. Учитывая, что остальные случайные величины $z_1,..,z_n$, зависят от z_0, свойства этих величин при выполнении данного условия изменятся. Будем называть эти как бы новые случайные величины "соответствующими" условию

$$z_0 = z^*_0 \tag{21.51}$$

и обозначим их $z^*_1, \ldots, z^*_n$.

В соответствии с [9] математические ожидания этих величин выражаются формулами

$$\bar{z}^*_i = \bar{z}_i - \frac{\breve{z}_{i0}\left(\bar{z}_0 - z^*_0\right)}{\breve{z}_{00}} \qquad (i=1,..,n). \tag{21.52}$$

Связь между ними определяется ковариационной матрицей с элементами

$$\breve{z}^*_{ij} = \breve{z}_{ij} - \frac{\breve{z}_{i0}\breve{z}_{0j}}{\breve{z}_{00}} \qquad (i,j=1,..,n). \tag{21.53}$$

Условная плотность распределения величин $z^*_1,..,z^*_n$ дается формулой

$$f\left(z^*_1,...,z^*_n\right) = \frac{\exp\left\{-\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\left(z^*_i - \bar{z}^*_i\right)\breve{z}^*_{ij}\left(z^*_j - \bar{z}^*_j\right)\right\}}{\sqrt{(2\pi)^n \det\left(\breve{z}^*_{ij}\right)}}, \tag{21.54}$$

где $\det\left(\breve{z}^*_{ij}\right)$ – детерминант ковариационной матрицы с элементами $\breve{z}^*$ $(i,j = 1, ..., n)$, $\tilde{z}^*_{ij}$ $(i,j = 1, ..., n)$ – элементы матрицы, обратной ковариационной.

Обычно в качестве экстремальных (точнее, редко достигаемых) принимаются значения, отстоящие от математического ожидания на заданное число стандартов. Обозначим это заданное число стандартов через k. Тогда экстремальные значения представимы формулой

$$z^*_0 = \bar{z}_0 \pm k\tilde{z}_0, \tag{21.55}$$

Здесь $\tilde{z}_0 = \sqrt{\breve{z}_{00}}$ – среднеквадратичное уклонение или стандарт случайной величины z_0. Верхний знак в формуле (21.55) соответствует максимуму случайной величины z, нижний знак – ее минимуму.

С учетом этого формулу (21.55) можно представить несколькими способами:

$$\bar{z}^*_i = \bar{z}_i \pm k\frac{\breve{z}_{i0}}{\sqrt{\breve{z}_{00}}} = \bar{z}_i \pm k\frac{\breve{z}_{i0}}{\tilde{z}_0} = \bar{z}_i \pm k\tilde{z}_i\hat{z}_{i0} \qquad (i=1,..,n). \tag{21.56}$$

Здесь $\tilde{z}_i$ – стандарт случайной величины z_i; $\hat{z}_{i0}$ – коэффициент корреляции между случайными величинами z_i и z_0.

И в случае максимума и в случае минимума элементы ковариационной матрицы выражаются формулой (21.53).

Величины $\overline{z}_1^*,..,\overline{z}_n^*$ являются математическими ожиданиями факторов $z_1,..,z_n$, «соответствующих» экстремальным значениям фактора z_0, при этом верхний знак относится к максимуму z_0, а нижний знак – к его минимуму.

Пусть на сооружение действует m независимых случайных нагрузок $q_1,..,q_m$, каждая – с нормальным законом распределения. Пусть математические ожидания этих нагрузок $\overline{q}_1,\ldots,\overline{q}_m$, а среднеквадратичные уклонения от среднего значения (стандарты) $\tilde{q}_1,\ldots,\tilde{q}_m$.

Для такой системы нагрузок ковариационная матрица будет диагональной и состоящей из элементов:

$$\breve{q}_{ij} = \begin{cases} \tilde{q}_i^2 & \text{для} \quad (i=j) \\ 0 & \text{для} \quad (i \neq j) \end{cases} \qquad (i,j=1,..,m). \tag{21.57}$$

Пусть исследуемые факторы линейно выражаются через нагрузки

$$z_i = \sum_{j=1}^{m} a_{ij} q_j \qquad (i=0,..,n). \tag{21.58}$$

Физический смысл коэффициента a_{ij} – это значение фактора с номером i от единичного значения нагрузки с номером j. Если представить, что нагрузки – это сосредоточенные силы, то a_{ij} – это ордината линии влияния фактора с номером i, находящаяся под нагрузкой с номером j.

Тогда математические ожидания этих факторов можно выразить формулами:

$$\overline{z}_i = \sum_{j=1}^{m} a_{ij} \overline{q}_j \qquad (i=0,..,n), \tag{21.59}$$

а элементы ковариационной матрицы представить в следующем виде:

$$\breve{z}_{ik} = \sum_{j=1}^{m} a_{ij} \tilde{q}_j^2 a_{kj} \qquad (i,k=0,..,n). \tag{21.60}$$

Если зафиксировать

$$z_0 = z^*_0, \tag{21.61}$$

то можно говорить об условных вероятностях случайных величин $z_1,\ldots,z_n$.

Математические ожидания этих случайных величин при соблюдения условия (21.61) и соответствующую ковариационную матрицу можно получить по формулам (21.52) и (21.53).

Представляет интерес задача о вычислении значений нагрузок $q_1,\ldots,q_m$, соответствующих экстремальному значению некоторого фактора z, линейно зависящего от этих нагрузок. Пусть эта зависимость такова:

$$z = \sum_{i=1}^{m} a_i q_i \,. \tag{21.62}$$

Тогда математическое ожидание этого фактора выражается через математические ожидания нагрузок следующей формулой:

$$\overline{z} = \sum_{i=1}^{m} a_i \overline{q}_i \,. \tag{21.63}$$

Пользуясь сведениями из работы [9], можно записать ковариационную матрицу системы случайных величин z, $q_1,..,q_m$:

$$\begin{Vmatrix} \sum_{i=1}^{m} a_i^2 \tilde{q}_i^2 & a_1\tilde{q}_1^2 & .. & a_m\tilde{q}_m^2 \\ a_1\tilde{q}_1^2 & \tilde{q}_1^2 & & \\ .. & & .. & \\ a_m\tilde{q}_m^2 & & & \tilde{q}_m^2 \end{Vmatrix}. \tag{21.64}$$

Исследуем случай, когда величина z равна одному из своих экстремальных значений:

$$z = \overline{z} \pm kz \,, \tag{21.65}$$

где k -число стандартов для определения экстремального значения;

знак + соответствует максимуму, знак – соответствует минимуму;

$$\tilde{z} = \sqrt{\sum_{i=1}^{m} a_i^2 \tilde{q}_i^2} \quad \text{– стандарт случайной величины } z. \tag{21.66}$$

Обозначим условные случайные величины нагрузок через $q_1^*,\ldots,q_m^*$ и в соответствии с формулой (21.17), запишем выражение для вычисления математических ожиданий этих нагрузок:

$$\overline{q}^*_i = \overline{q}_i \pm k\tilde{q}_i c_i \qquad (i=1,..,m), \tag{21.67}$$

где обозначено

$$c_i = a_i\tilde{q}_i \Big/ \sqrt{\sum_{j=1}^{m} a_j^2 \tilde{q}_j^2} \,. \tag{21.68}$$

Запишем матрицу (21.64), воспользовавшись обозначениями (21.66) и (21.68):

$$\begin{Vmatrix} \tilde{z}^2 & \tilde{z}c_1\tilde{q}_1 & .. & \tilde{z}c_m\tilde{q}_m \\ \tilde{z}c_1\tilde{q}_1 & \tilde{q}_1^2 & & \\ .. & & .. & \\ \tilde{z}c_m\tilde{q}_m & & & \tilde{q}_m^2 \end{Vmatrix}. \tag{21.69}$$

После этого легко записать ковариационную матрицу для системы случайных величин $q_1^*,..,q_m^*$, воспользовавшись формулой (21.63):

$$\left\| \begin{bmatrix} \left(1-c_1^2\right)\tilde{q}_1^2 & -c_1c_2\tilde{q}_1\tilde{q}_2 & .. & -c_1c_m\tilde{q}_1\tilde{q}_m \\ -c_2c_1\tilde{q}_2\tilde{q}_1 & \left(1-c_2^2\right)\tilde{q}_2^2 & .. & -c_2c_m\tilde{q}_2\tilde{q}_m \\ .. & .. & .. & .. \\ -c_mc_1\tilde{q}_m\tilde{q}_1 & -c_mc_2\tilde{q}_m\tilde{q}_2 & .. & \left(1-c_m^2\right)\tilde{q}_m^2 \end{bmatrix} \right\|. \qquad (21.70)$$

Заметим, что плотность распределения системы случайных величин $q_1^*,..,q_m^*$ вырождена, так же, как и матрица (21.70). Оно и понятно: для того чтобы соблюдалось условие (21.65), значения нагрузок должны лежать в гиперплоскости

$$\sum_{i=1}^{m} a_i q_i^* = \overline{z} \pm k\tilde{z}\,. \qquad (21.71)$$

Имея характеристики нагрузок, "соответствующих" экстремальному значению основного фактора, можно найти "соответствующие" значения иных факторов, рассчитывая систему на действие случайных нагрузок с характеристиками (21.67) и (21.70).

Подводя итоги, заметим: обычно принято считать, что каждому экстремальному значению некоторого основного фактора соответствуют единственные значения других факторов. Это справедливо, если допустимые сочетания в пространстве нагрузок образуют многогранник и экстремальное значение основного фактора достигается в вершине этого многогранника. В пространстве случайных нагрузок нет явно очерченных границ области допустимых сочетаний. Все сочетания с той или иной вероятностью допустимы. Поэтому наличие у экстремального значения основного фактора целого множества "соответствующих" значений других факторов является правилом, а не исключением.

21.10. Влияние выбранного сочетания на проектное решение

В нормах проектирования конструкций встречаются требования о введении специальных коэффициентов условий работы, значения которых определяются тем, на какие нагрузки выполняется расчет. Типичным примером может служить *табл. 18.3*, заимствованная из СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» (там она имеет номер 7), определяющая значения дополнительного коэффициента условий работы $m_{кр}$, используемого при расчете конструкций на прочность и устойчивость в тех случаях, когда учитываются сейсмические воздействия.

Таблица 18.3

Характеристика конструкций	Значения $m_{кр}$
При расчетах на прочность	
1. Стальные, деревянные, железобетонные с жесткой арматурой	1,3
2. Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой, кроме проверки на прочность наклонных сечений	1,2
3. Железобетонные при проверке на прочность наклонных сечений	1,0
4. Каменные, армокаменные и бетонные	
при расчете на внецентренное сжатие	1,0
при расчете на сдвиг и растяжение	0,8
5. Сварные соединения	1,0
6. Болтовые и заклепочные соединения	1,1
При расчетах на устойчивость	
7. Стальные элементы гибкостью свыше 100	1,0
8. То же, гибкостью до 20	1,2
9. То же, гибкостью от 20 до 100	От 1,2 до 1,0 по интерполяции
Примечание. При расчете стальных и железобетонных конструкций, подлежащих эксплуатации в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40 °С, следует принимать $m_{кр} = 0,9$, в случае проверки прочности наклонных сечений $m_{кр} = 0,8$.	

Аналогичны требования СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции», где коэффициент условий работы бетона γ_{b2} меняет свое значение в зависимости от того, учитываются или не учитываются в расчете нагрузки, не имеющие длительной составляющей.[2]

Здесь следует отметить, что вводимое скачкообразно такого рода изменение прочностных свойств конструкции (коэффициент условий работы умножается на прочностную характеристику материала) вызывает множество сомнений. Действительно, представим, что без учета сейсмики невыгодное сочетание нагрузок в некотором сечении стальной конструкции дает напряжение 240 МПа > R_y=230 МПа и конструкция бракуется, а при учете сейсмики это увеличившееся напряжение станет равным 260 МПа < $m_{кр}R_y$ = 1,3×230 =299 МПа и эта же конструкция может быть признана удовлетворительной.

Конечно, было бы логичным относить увеличение несущей способности лишь к той доле напряжений, которая обусловлена сейсмикой, но формулировка норм не такова. Выходом из положения, принятым в большинстве программных систем, является выполнение двух проверок (с учетом и без

[2] Формулировка СНиП «кратковременные нагрузки непродолжительного действия», не имеющая своего определения в нормах нагрузок и воздействий может ввести в заблуждение кого угодно.

учета сейсмических нагрузок), для чего задача о поиске невыгодного сочетания также решается дважды.

Еще один пример дает СНиП II-23-81 «Стальные конструкции», который требует в соединениях на высокопрочных болтах проверку ослабленных сечений выполнять по площади нетто при динамической нагрузке и по площади брутто — при статической. О том, что нагрузка может состоять из статической и динамической частей, причем в разных пропорциях, авторы этой записи не думали. Здесь также следовало хотя бы определить, при какой доле динамической составляющей реализуется указанный переход.

Литература

1. Артеменко В.В., Гордеев В.Н. Программа вычисления расчетных сочетаний усилий при сложной логической взаимосвязи между нагрузками // Вычислит. и организац. техника в строит. проектировании.— 1967.— № 2.— С. 10–14.
2. Берже М. Геометрия.— Т. 1.— М.: Мир, 1984.— 559 с.
3. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений.— М.: Стройиздат, 1971.
4. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике.— М.: Стройиздат, 1965.
5. Болотин В.В. О сочетании случайных нагрузок, действующих на сооружение. Строительная механика и расчет сооружений.— 1962.— №2.
6. Гордеев В.Н., Артеменко В.В., Минькович Е.И. Выбор неблагоприятных сочетаний нагрузок как решение задачи многокритериальной оптими–зации // Числ. методы расчета и оптимизации строит. конструкций.— М.: ЦНИИСК им.Кучеренко, 1989.— С. 26–32.
7. Горев В.В., Уваров Б.Ю.†, Филиппов В.В. и др. Металлические конструкции. Элементы стальных конструкций.— М.: Высшая школа, 1997.— 528 с.
8. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность.— М.: Стройиздат, 1971.
9. Королюк В.С., Портенко Н.И., Скороход А.В., Турбин А.Ф. Справочник по теории вероятностей и математической статистике.— М.: Наука, 1985.
10. Митропольский А.К. Техника статистических вычислений.— М.: Наука, 1971.
11. СНиП 2.01.07-85. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР.— М.: ГП ЦПП, 1996.— 44 с.
12. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах / Минстрой России.— М.: ГП ЦПП, 1996.— 52 с.
13. AISC: Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design.— 2nd Edition.— Chicago, Ill: American Institute of Steel Construction, 1994.
14. EN 1990. Eurocode 0: Basis of structural design. — Brussels: CEN, Jul 2002 .
15. Garstecki A., Ścigałło J. Alternative method of finding load combinations for design reinforced concrete structures // Proceedings of the 7th International Conference “Modern Building Materials, Structures and Techniques”.— Vilnius, 2001 (Full text on CD-ROM).



Перельмутер Анатолий Викторович — доктор технических наук, иностранный член РААСН, главный научный сотрудник НПООО SCAD Soft.
Область научных интересов: Нелинейные задачи строительной механики, проблемы надежности и безопасности, оценка технического состояния эксплуатируемых конструкций, автоматизация проектирования, проблемы нормирования в строительном проектировании.



Гордеев Вадим Николаевич — доктор технических наук, профессор, первый заместитель председателя правления ОАО УкрНИИпроектстальконструкция.
Область научных интересов: Нелинейные задачи строительной механики, оптимальное проектирование строительных конструкций, теория симметрий, автоматизация проектирования.



Лантух-Лященко Альберт Иванович — доктор технических наук, профессор кафедры «Мосты и туннели» Национального транспортного университета Украины.
Область научных интересов: Нелинейная механика, надежность и долговечность транспортных сооружений, автоматизация проектирования.



Махинько Антон Владимирович – доктор технических наук, старший научный сотрудник, заведующий проектно-конструкторским отделом строительной компании «ЭТУАЛЬ».
Область научных интересов: информационное моделирование строительных конструкций, автоматизация проектирования, динамика высотных сооружений, вычислительная аэродинамика плохообтекаемых тел.



Пашинский Виктор Антонович — доктор технических наук, профессор Кировоградского национального технического университета.
Область научных интересов: Исследование и нормирование нагрузок и воздействий на строительные конструкции, проблемы надежности строительных конструкций.



Пичугин Сергей Федорович — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка.
Область научных интересов: Методы оценки надёжности элементов строительных конструкций и конструктивных систем, описание случайных нагрузок и их сочетаний в различной вероятностной технике, оценка технического состояния конструкций, разработка норм проектирования.

Учебное издание

Вадим Николаевич **Гордеев**
Альберт Иванович **Лантух-Лященко**
Антон Владимирович **Махинько**
Виктор Антонович **Пашинский**
Анатолий Викторович **Перельмутер**
Сергей Федорович **Пичугин**

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Компьютерный набор и верстка авторов