

ЗМІСТ

Передмова	6
Глава 1. Сучасні тенденції розвитку сталевих каркасів одноповерхових будівель	8
1.1 Загальні вимоги щодо вибору конструктивних рішень промислових будівель	8
1.2 Традиційна схема сталевих каркасів промислової будівлі	12
1.3 Врахування умов експлуатації	14
1.4 Підйимально-транспортне обладнання	16
1.5 Технологічність та вплив економічних факторів на конструктивні рішення каркасів	18
1.6 Принципи проектування	21
Глава 2. Конструктивні рішення сталевих каркасів одноповерхових промислових будівель	23
2.2. Конструктивні схеми одноповерхових каркасів	23
2.3. Компонувальні схеми одноповерхових промислових будівель	30
2.4. Основні несучі елементи каркаса	34
2.5. Конструкції покриттів	42
2.6. Стіновий фахверк та стінові огорожувальні конструкції	51
2.8. Просторова жорсткість металевих каркасів	58
2.7. Компонування поперечної рами каркасу одноповерхової однопролітної будівлі	67
Приклад 2.1	72
Приклад 2.2	74
Глава 3. Розрахунок одноповерхових каркасів промислових будівель	76
3.1. Розрахункові схеми поперечних рам	76
3.2. Навантаження на каркаси	82
3.2.1. Постійні навантаження	84
3.2.2. Снігові навантаження	86
3.2.4. Вітрові навантаження	88
3.2.3. Кранові навантаження	92
3.3. Визначення зусиль у поперечній рамі каркаса	100
3.4. Розрахункові сполучення зусиль в елементах рами	103
Приклад 3.1.	105
Приклад 3.2.	120
Глава 4. Проектування позацентрово-стиснутих колон	126
4.1. Розрахункові довжини колон	126
4.2. Суцільні позацентрово-стиснуті колони	131
4.2.1. Розрахунок на міцність та стійкість	131
4.2.2. Перевірки місцевої стійкості елементів перерізу	137
4.2.3. Підбір перерізу суцільних колон	142
4.3. Наскрізнні позацентрово-стиснуті колони	143
4.3.1. Розрахунок на стійкість	143
4.3.2. Підбір перерізу	148

4.4.	Вузли колон	149
4.4.1.	Вузли обпирання підкранових балок	149
4.4.2.	Бази колон	153
4.4.3.	Проріз для проходу в стінці колони	163
	Приклад 4.1.	164
	Приклад 4.2.	186
Глава 5.	Ферми і елементи покриттів промислових будівель	196
5.1.	Класифікація та формоутворення ферм	196
5.2.	Типи перерізів елементів легких ферм	204
5.3.	Робота і розрахунок ферм	207
5.3.1.	Просторова жорсткість елементів покриттів	207
5.3.2.	Розрахункові моделі ферм	208
5.3.3.	Розрахункові довжини та граничні гнучкості елементів ферм в складі покриттів.	213
5.4.	Проектування легких ферм	217
5.4.1.	Загальні зауваження	217
5.4.2.	Підбір перерізів елементів ферм при центральному стиску і розтягу	219
	Приклад 5.1.	221
5.4.3.	Підбір перерізів елементів, що сприймають поздовжні сили із згином	229
5.5.	Конструювання вузлів легких ферм	231
5.5.1.	Основні положення конструювання вузлів ферм	231
5.5.2.	Особливості проектування вузлів ферм з парних кутиків і таврів	234
	Приклад 5.2.	241
5.5.3.	Опорні вузли легких ферм	248
	Приклад 5.3.	252
	Приклад 5.4.	255
	Приклад 5.5.	258
5.6.	Ферми з з гнutoзварних замкнених профілів	260
5.6.1.	Підбір перерізів елементів та проектування ферм з гнутозварних замкнених профілів	260
	Приклад 5.6.	262
5.6.2.	Перевірки міцності вузлів ферм з гнутозварних замкнених профілів	263
5.6.3.	Уточнення розрахунку вузлів з ексцентриситетами	268
	Приклад 5.7.	270
	Приклад 5.8.	272
	Приклад 5.9.	274
5.7.	Розрахунок сталевих елементів покриття.	275
5.7.1.	Профільований настил	275
5.7.2.	Суцільні прогони	278
	Приклад 5.10.	280
5.8.	Розрахунок в'язей і діафрагм жорсткості покриттів	282
	Приклад 5.11.	286

Глава 6.	Підкранові конструкції	287
6.1.	Типи та область застосування підкранових конструкцій.	287
6.2.	Робота і розрахунок суцільних підкранових балок	292
6.3.	Особливості роботи і проектування наскрізних підкранових конструкцій	302
6.4.	Балки підвісного транспорту	305
6.5.	Вузли і деталі підкранових конструкцій.	306
6.6.	Компонування перерізу підкранової балки	312
	Приклад 6.1.	313
	Приклад 6.2.	315
Глава 7.	Легкі металеві конструкції промислових будівель рамного типу	318
7.1	Загальна характеристика	318
7.2	Основні принципи проектування ЛМК	319
7.3	Класифікація і конструктивні рішення ЛМК.	325
7.4	Особливості розрахунку і проектування рам з двотавровими елементами суцільного перерізу	332
7.4.1	Рами з елементами постійного перерізу.	332
7.4.2	Рами з двотаврів із стінкою змінної висоти.	333
7.5	Особливості розрахунку і проектування рам з перфорованих двотавр.	341
7.5.1	Елементи постійної висоти	341
7.5.2	Елементи змінної висоти	342
7.6	Особливості розрахунку елементів з гофрованими стінками в складі рамних систем	344
	Приклад 7.1.	349
7.7	Вузлові з'єднання полегшених рам	356
Глава 8.	Каркаси багатоповерхових промислових будівель	359
8.1.	Принципи компонування конструктивних схем багатоповерхових каркасів	359
8.2.	Класифікація багатоповерхових каркасів	363
8.3.	Конструктивні елементи багатоповерхових каркасів.	368
8.4.	Вузли багатоповерхових каркасів	372
8.5	Особливості розрахунку багатоповерхових каркасів	378
Додаток 1	Категорії та групи конструкцій, рекомендації щодо вибору сталей, коефіцієнти надійності.	384
Додаток 2	Навантаження і впливи	392
Додаток 3	З'єднання сталевих конструкцій	405
Додаток 4	Таблиці і формули для розрахунку елементів конструкцій.	411
Додаток 5	Профілі сталевих прокатів. Сортаменти	422
Додаток 6	Позначки і індекси	450
	Література.	455

Передмова

Представлений підручник «Металеві конструкції» є 2 томом багатотомного видання, яке відображає нові потреби вищої школи в галузі будівництва, пов'язані з появою та розвитком програм магістерської підготовки, та розширенням кола питань, що розглядаються при підготовці бакалаврів та магістрів у навчальних закладах галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» для студентів спеціальностей 192 «Будівництво та цивільна інженерія» за спеціалізацією «Промислове та цивільне будівництво».

Нове видання підручника «Металеві конструкції» заплановано в 5 томах:

Том 1. Основи розрахунку. Елементи конструкцій.

Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель».

Том 3. Спеціальні будівлі і споруди з металевим каркасом.

Том 4. Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК).

Том 5. Інформаційні технології проектування металевих конструкцій.

Зміст та наповнення видання сформульовані редакційною колегією у складі: член-кореспондента Національної академії наук України, Лауреата Державної премії України в галузі науки і техніки, заслуженого діяча науки і техніки України, доктора технічних наук, професора О.В. Шимановського, дійсних членів Академії будівництва України доктора технічних наук, професора С.І. Білика, кандидати технічних наук, професора О.О. Нілова та за участі кандидата технічних наук, доцента Л.І. Лавріненка.

В даному підручнику з класичних позицій викладений матеріал, передбачений навчальною програмою загального курсу «Металеві конструкції. Частина 2». В ньому збережено основний методологічний підхід та структуру курсу, розроблені та удосконалені багаторічним досвідом викладання курсу «Металеві конструкції» на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури та завдяки особистим зусиллям видатних науковців та педагогів: авторів першого підручника з металевих конструкцій для архітекторів М.М. Жудіна та професора М.М. Жербіна, авторів книг і підручників для підготовки інженерів промислового та цивільного будівництва професора В.О. Пермякова та професора В.В. Трофимовича, за що їм щира вдячність та шана.

Матеріал підручника базується на знаннях загальних положень та основ проектування елементів конструкцій. Тому деякі глави та чисельні приклади містять посилання на відповідні розділи частини 1, для практичного проектування в додатках містяться потрібні таблиці. Вважається, що перед вивчення частини 2 курсу «Металеві конструкції» студенти не тільки засвоїли матеріал частини 1 цього курсу, але також вільно володіють відповідними розділами курсів «Опір матеріалів» та «Будівельна механіка». Крім того, викладення матеріалу базується на впевненості про засвоєння студентами основ архітектури промислових будівель.

У підручнику з сучасних позицій висвітлені питання роботи і проектування каркасів промислових будівель, область використання яких останнім часом значно розширюється. З достатньою повнотою викладено питання проектування найбільш поширених у практиці сталевих колон і ригелів, з яких компонується різні за конструктивними рішеннями сталеві каркаси одно- і багатоповерхових будівель. Текст підручника узгоджений з новітніми нормативними документами, у ньому враховані зауваження фахівців щодо викладення і коментування теоретичних положень та практичного втілення матеріалу курсу. Практично усі розділи підручника супроводжуються прикладами розрахунків. Приклади розрахунку наближені до курсового та дипломного проектування, з цією метою в додатках наведені нормативні та довідкові дані, необхідні при навчальному проектуванні.

Всі фото взяті з відкритих джерел.

Підручник написано під загальним та науковим керівництвом завідувача кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА доктора техн. наук, проф. С.І. Білика. В запропонованому виданні глави 1 – 4 написані канд. техн. наук, проф. О.О. Ніловим і канд. техн. наук, доц. Л.І. Лавріненко; глава 6 – канд. техн. наук, проф. О.О. Ніловим; глава 8 - д.т.н., проф. В.О. Шимановським канд. техн. наук, доц. В.О. Володимирським.

Глава 5 написана канд. техн. наук, доц. В.О. Володимирським і канд. техн. наук, доц. Л.І. Лавріненко за участі канд. техн. наук, доц. А.С. Білика, при написанні глави використані матеріали д.т.н. проф. В.О. Пермяковим та к.т.н. доц. І.Д. Белова, які були співавторами ранніх видань підручників та посібників за курсом металеві конструкції кафедри МДК.

Глава 7 «Легкі металеві конструкції виробничих будівель» написана доктором техн. наук, проф. С.І. Біликом і канд. техн. наук, проф. О.О. Ніловим значною мірою на підставі наукових досліджень, проведених на кафедрі металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА та впроваджених у державних нормативних документах.

Висловлюємо велику подяку рецензентам цього видання за зауваження та слушні поради.

Підручник може бути рекомендований для магістрів, аспірантів, широкого кола інженерів-проектувальників і наукових співробітників, які спеціалізуються у питаннях розрахунку, проектування і реконструкції будівель та споруд.

Глава 1. СУЧАСНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

1.1. Загальні вимоги щодо вибору конструктивних рішень промислових будівель

Виробнича будівля – це комплекс будівельних конструкцій, який сприймає статичні й динамічні навантаження, що виникають від власної ваги, а також від кліматичних і технологічних впливів. Будь-яка виробнича будівля створюється для розміщення в ній певного технологічного виробничого процесу. Особливості технологічного процесу та умови його нормального функціонування визначають об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення будівель (рис. 1.1 – 1.2). Тому ці особливості слід враховувати при проектуванні будівель, і вони повинні бути відображені в технологічному завданні на проектування.



Рис. 1.1. Кранова виробнича будівля з наскрізними колонами та ригелями покриття

За призначенням промислові будівлі та споруди поділяються на:

- *виробничі* для розміщення основних технологічних процесів;
- *підсобно-виробничі* для розміщення допоміжних процесів виробництва – ремонту, пакування, випробування тощо;
- *енергетичні* з спеціальним обладнанням – ТЕЦ, компресорні, газогенераторні станції тощо;
- *транспортні* для обслуговування транспортних засобів – гаражі, депо;

- *складські* – для зберігання сировини, готової продукції, пального;
- *санітарно-технічні*, призначені для обслуговування мереж та захисту середовища від забруднення;
- *адміністративні та побутові* приміщення.

До спеціальних споруд промислових підприємств відносять резервуари, градирні, газгольдери, силоси, димові труби, естакади, мачти і опори, транспортні галереї та інші.



Рис. 1.2. Виробнича будівля рамного типу, обладнана кран-балкою

Область ефективного застосування металевих конструкцій включає будівлі та споруди з великими навантаженнями, прольотами та висотами. До таких належать:

- промислові будівлі, в тому числі такі, в яких експлуатуються важкі мостові крани вантажопідйомністю понад 100 т;
- будівлі великих прольотів (понад 50 м) та висот (понад 25 м);
- висотні споруди (вежі і щогли ліній теле- та радіозв'язку, мереж електропередачі, бурові вежі, надшахтні копри, димові та вентиляційні труби, каркаси висотних монументів);
- листові конструкції (резервуари, трубопроводи, газгольдери, бункери);
- рухомі, поворотні та підйомні конструкції (крани, екскаватори, гідротехнічні споруди);
- конструкції для важкодоступних районів (для будівництва в гірських районах, на континентальному шельфі морів, у сільських місцевостях, віддалених від виробничих баз будівельної індустрії);
- мобільні та збірно-розбірні конструкції;

- конструкції мостів та промислових естакад;
- конструкції спеціального призначення такі, наприклад, що пов'язані з дослідженням космосу, атомною енергетикою тощо.

Крім перелічених великого поширення набувають будівлі комплектного постачання. Прольоти їх не перевищують 30 м, але за рахунок комплектності, зручності транспортування та монтажу вони успішно конкурують зі спорудами з інших матеріалів. Комплектно постачають промислові та сільськогосподарські будівлі універсального призначення, гаражі, склади тощо. Крім того, окремі металеві елементи – балки, колони, ферми, в'язі тощо – використовують у будівлях та спорудах з інших матеріалів.

Об'ємно-планувальні схеми виробничих будівель відрізняються великою різноманітністю, що пов'язано з вибором їхніх конструктивних схем (каркасна або безкаркасна), поверховістю (один або багато поверхів), матеріалу (сталь, залізобетон, деревина, каміння), наявністю кранового обладнання (опорні чи підвісні крани або без кранів), ступенем агресивності середовища (неагресивне, слабо-, середньо- чи сильно-агресивне) і вогнестійкості (залежно від категорії виробництва за вибуховою, вибухово-пожежною і пожежною безпекою). Близько 90% загальної кількості виробничих будівель становлять каркасні будівлі, майже половина з яких виконана з використанням сталевих конструкцій.

Поверховість будівель визначається напрямком технологічного процесу (горизонтальний або вертикальний), причому переважна більшість виробничих процесів вимагає горизонтального розташування технологічного обладнання, а тому найбільшого поширення в практиці будівництва набули одноповерхові промислові будівлі. Технологічне обладнання при цьому розміщується на нульовій позначці і навантаження від нього не передається на несучі конструкції (крім вантажопідіймальних кранів), що спрощує конструктивну форму і полегшує несучі конструкції.

Крім того, в одноповерхових будівлях створюються умови для рівномірного освітлення внутрішніх приміщень через світлові прорізи в стінах і покритті, спрощується монтаж, забезпечується можливість зміни технології виробництва за рахунок заміни устаткування або розширення самої будівлі. Остання обставина є запорукою створення будівель так званого універсального призначення, які при незмінному об'ємі приміщень дозволяють розмішувати в них будь-які технологічні процеси.

Проте одноповерхове будівництво викликає й ряд незручностей, пов'язаних з великою площею забудови і великою протяжністю інженерних комунікацій, що в умовах високої вартості землі, особливо у великих містах і в районах з щільною забудовою, значно збільшує вартість будівництва.

Малоповерхові промислові будівлі і будівлі середньої поверховості універсального призначення та багатофункціональні знаходять все більше застосування за наявності виробничого процесу, не пов'язаного із застосуванням важкого обладнання (рис. 1.3).

За додатковими архітектурно-конструктивними та технологічними ознаками промислові будівлі поділяються на такі: за системами опалення на опалювані, неопалювані та гарячі (з надлишковими тепловиділеннями); за системою освітлення (з природним освітленням, штучним чи комбінованим); за системами повітрообміну (з природною вентиляцією через прорізи в огорожувальних конструкціях, з примусово-приливною вентиляцією або з кондиціонуванням при герметизації приміщень); за спеціальними вимогами (радіаційні будівлі, вибухопожежні виробництва тощо).



Рис. 1.3. Каркас триповерхової промислової будівлі із застосуванням суцільних сталевих конструкцій

Одна з основних особливостей промислових виробництв – їх постійне вдосконалення, пов'язане з модернізацією технології та частковою або повною заміною обладнання. У зв'язку з цим останнім часом отримав широке застосування універсальний тип промислових будівель для розміщення різних виробництв однієї або декількох галузей промисловості.

В підсумку, сучасні промислові будівлі мають відповідати таким вимогам:

- *функціональним*, тобто найбільш повній відповідності призначенню та заданим параметрам розміщення технологічного процесу; ці вимоги забезпечуються об'ємно-планувальними та конструктивними рішеннями будівлі, наявністю підйнятно-транспортного обладнання, екологічними режимами приміщень тощо;
- *технічним* вимогам до об'ємно-планувальних та конструктивних рішень, які полягають у забезпеченні міцності, стійкості та довговічності, пожежної та вибухової безпеки за умови застосування сучасних індустріальних типів конструкцій;

- *архітектурно-композиційним* вимогам, які полягають у такій планувальній організації простору, освітленні, застосуванні опоряджувальних матеріалів, що створюють відчуття комфорту;
- *економічним* вимогам, тобто вимогам забезпечення доцільно необхідних витрат при будівництві та експлуатації об'єкту; обрані об'ємно-планувальні та конструктивні рішення мають забезпечити скорочення витрат та термінів будівництва, використання ефективних вітчизняних будівельних матеріалів і конструкцій;
- *екологічним* вимогам, що забезпечуються, передусім, виробничими процесами, проте об'ємно-планувальні та конструктивні рішення мають сприяти виключенню або послабленню шкідливих впливів виробництва на навколишнє природне середовище.

1.2. Традиційна схема сталевого каркасу промислової будівлі

Каркас одноповерхової промислової будівлі являє собою єдину просторову систему конструкцій, яка сприймає діючі на неї впливи і передає зусилля, що виникають при цьому, на фундаменти. При проектуванні виділяють основні несучі конструкції (плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями, які жорстко або шарнірно з'єднані між собою) і огорожувальні (покрівлі, стіни). Така традиційна схема промислової будівлі із сталевим каркасом була в загальних рисах запропонована в першому виданні базового підручника «Курс металевих конструкцій» (М.С. Стрелецький, В.А. Балдін, А.Н. Генієв, 1940 р.) та без суттєвих змін використовується в сучасних підручниках (рис. 1.4).

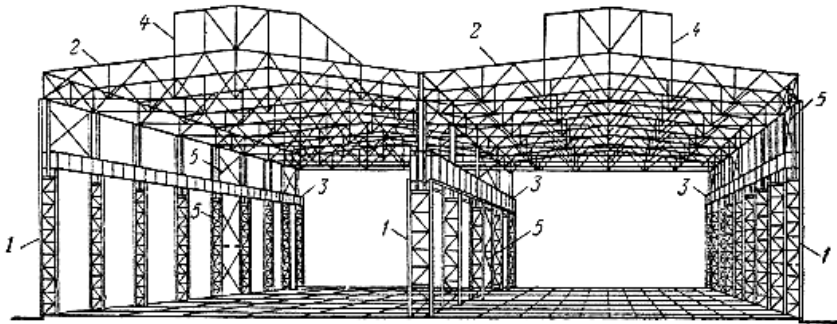


Рис. 1.4. Конструктивна схема каркаса двопролітної промислової будівлі:

- 1 – колони; 2 – кроквяні ферми; 3 – підкранові балки;
4 – світло аераційні ліхтарі; 5 – в'язі по колонах

В реальних промислових будівлях, як і у випадку традиційної схеми, основу каркаса становлять поперечні рами, утворені колонами і ригелями, що жорстко або шарнірно з'єднані між собою, проте часто каркаси є нерегулярними, а рами більш складної конфігурації.

Виробничі будівлі характеризуються великими прольотами, великою висотою приміщень та високим рівнем кранових навантажень. Наприклад, конвертерний цех з конвертерами об'ємом 400 м^3 (рис. 1.5) – це багатопролітна багатоповерхова будівля з прольотами 18 – 30 м та висотою до 90 м. Будівля обладнана мостовими кранами вантажопідйомністю до 450 і займає площу близько 3 га. Сучасні промислові будівлі можуть мати висоту 40 – 60 м та мостові крани вантажопідйомністю до 1200 т.

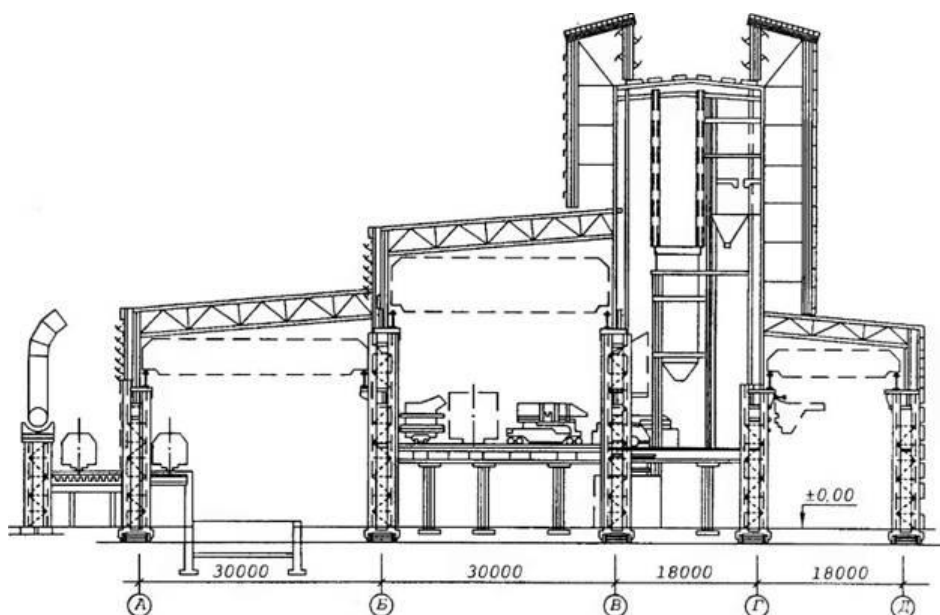


Рис. 1.5. Типова схема каркасу конвертерного цеху металургійного заводу

На поперечні рами опираються розташовані в поздовжньому напрямку підкранові балки та несучі конструкції покриття (плити чи прогоны, а також ліхтарі), а жорсткість і незмінюваність каркаса в поздовжньому напрямку забезпечується системою в'язей по покриттю та вертикальних в'язей по колонах. Відстань між осями колон у поперечному напрямку називається прольотом, а в поздовжньому – кроком рам.

Основні особливості конструктивних рішень каркаса, що враховують умови експлуатації, наявність і вид кранового обладнання, величину і кількість прольотів, знаходять відображення перш за все у схемах поперечних рам і обумовлюють їх велику різноманітність.

Найпоширенішим типом поперечної рами є двошарнірна рама з жорстким защемленням колон в фундаментах та наскрізними конструктивними елементами, спряжених жорстко чи шарнірно (див. рис. 1.1). Останнім часом все частіше застосовуються рамні каркаси із суцільних елементів (див. рис. 1.2), наприклад, із рам змінного перерізу з шарнірним закріпленням опор.

До елементів каркаса кріпляться огорожувальні конструкції. Для підтримання стінового огородження, вікон і воріт передбачаються елементи стінового каркаса, який має назву фахверк і також закріплюється до поперечних рам.

1.3. Врахування умов експлуатації

Вибір конструктивного рішення будівлі відбувається на підставі завдання на проектування, яке враховує, крім спеціальних, вимоги, що мають загальне значення.

Функціональні вимоги, виконання яких повинне забезпечити експлуатацію виробництва на об'єкті проектування, є головними при виборі параметрів конструкцій і споруд. При проектуванні враховуються умови розміщення обладнання, зручність його обслуговування, напрямок та послідовність технологічних операцій (по горизонталі та вертикалі), необхідність створення оптимальних умов праці, освітлення та вентиляції приміщень, а також інші фактори, що впливають на технологічний процес. При виборі схеми споруди та конструктивних рішень її окремих несучих та огорожувальних елементів враховують також кліматичний район будівництва та характер впливу внутрішньоцехового середовища (температурно-вологісні умови, рівень агресивності тощо).

Прийняті при проектування конструктивні рішення основних несучих елементів каркаса виробничої будівлі, в першу чергу, мають забезпечувати умови нормального функціонування технологічного процесу випуску продукції, а також нормальні санітарно-гігієнічні умови для працюючих. Такі конструктивні рішення залежать насамперед від габаритів будівлі, типу покриття, наявності підйомально-транспортного обладнання, типу і вантажопідйомності кранів, режиму їхньої роботи, характеру внутрішньоцехового середовища, кліматичного району будівництва.

Крім того, на фізичну довговічність і надійність роботи сталевих конструкцій впливають систематичні динамічні за природою кранові навантаження, ступінь агресивності внутрішнього середовища, температурно-вологісний режим експлуатації, ступінь відповідальності будівлі, які мають бути враховані при проектуванні конструкцій та елементів.

Вимоги до проектування сталевих конструкцій, в тому числі при їх зведенні, реконструкції та ремонті, а також до визначення придатності щодо експлуатації існуючих конструкцій, встановлюються нормами проектування ДБН В.2.6-198:2014 «*Сталеві конструкції. Норми проектування*» [3].

При проектуванні виробничих будівель відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 «*Система надійності та безпеки у будівництві. Основи проектування конструкцій*» та ДБН В.1.2 -14:2009 «*Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ*» [2] необхідно враховувати їхній ступінь відповідальності за ДСТУ 8855:2019 «*Визначення класу наслідків (відповідальності)*». Промислові будівлі у переважній більшості належать до об'єктів класу відповідальності СС1,

для конструкцій яких може встановлюватися одне значення коефіцієнта γ_n , з яким ця конструкція використовується незалежно від класу відповідальності об'єкта, де вона фактично застосовується. Орієнтовний перелік об'єктів за класами наслідків наведено в табл. Д.1.1, відповідні коефіцієнти надійності за відповідальністю показані в табл. Д.1.5.

Вибір сталей для конструкцій будівель і споруд регламентується нормами проектування сталевих конструкцій *ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»* [3] залежно від групи конструкцій, що визначається класом відповідальності, категорією за призначенням, категорією за напруженим станом та іншими чинниками конструктивних рішень (табл. Д.1.2 – Д.1.4).

Аналіз впливу зовнішнього середовища виконується з врахуванням умов відповідного архітектурно-будівельного району за *ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»*. Для будівель, розташованих у районах із середньомісячною температурою липня 21°C і вище, необхідно враховувати додатково теплостійкість у літніх умовах. З метою запобігання накопиченню вологи в огорожувальних конструкціях опалюваних будівель з внутрішньоцеховою вологістю понад 60 % і температурою до 16 °C необхідно передбачати пароізоляцію. У будівлях, конструкції яких експлуатуються в умовах низьких від'ємних температур (нижче –40 °C), слід врахувати підвищену небезпеку крихкого руйнування. Для запобігання цьому за вимогами *ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»* [3] необхідно використовувати конструктивні форми, які зменшують концентрацію напружень, а також обирати відповідні сталі.

За температурою внутрішнього середовища промислові будівлі підрозділяються на дві категорії – опалювані та неопалювані. До неопалюваних будівель належать перш за все деякі складські приміщення, а також виробництва з надмірним виділенням тепла (металургійна промисловість, виробництво будівельних матеріалів). Температура і вологість внутрішнього середовища повинні бути враховані перш за все при виборі огорожувальних конструкцій покриття і стін. При виборі огорожувальних конструкцій основним питанням є опір теплопередачі у зимовий період відповідно до розрахункової від'ємної температури району будівництва. Необхідну товщину утеплювача визначають розрахунком за методикою, викладеною у *ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд»* та *ДСТУ-Н Б В.2.6-214:2016 «Покриття будівель і споруд»*.

Норми проектування передбачають врахування впливу агресивності середовища: за ступенем впливу на будівельні конструкції середовища поділяються на неагресивні, слабо-, середньо- та сильноагресивні. При проектуванні конструкцій, що експлуатуються в середньо- та сильно- агресивних середовищах, необхідно використовувати такі конструктивні форми і перерізи елементів, при яких збільшується корозійна витривалість конструкцій. Так, огорожувальні конструкції з профільованими листами допускається використовувати тільки для неагресивних і слабоагресивних середовищ, а використання складених елементів таврового або хрестового перерізів з кутиків, двотаврових перерізів з швелерів або гнутих профілів у конструкціях для середньоагресив-

них і сильноагресивних середовищ не допускається. Показники якості форми стосовно захисту визначаються за *ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування»*, проектування протикорозійного захисту конструкцій виконується у відповідності до *ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013 «Настанова щодо захисту будівельних конструкцій та споруд від корозії. Вимоги проектування»*.

При проектуванні виробничих будівель необхідно враховувати вимоги *ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги»*, який встановлює необхідні межі вогнестійкості основних будівельних конструкцій (несучих елементів, зовнішніх стін, покриттів) залежно від необхідного ступеня вогнестійкості будівлі. Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість виконується з урахуванням вимог *ДСТУ-Н Б В.2.6 – 211:2016 «Розрахунок конструкцій на вогнестійкість»*. За межу вогнестійкості конструкцій приймають час у хвилинах від початку стандартного випробування до виникнення будь-якого з трьох граничних станів: втрати несучої здатності, втрати цілісності або втрати тепло-ізолюючої спроможності. Так, для сучасних огорожувальних конструкцій на базі сталевого профільованого настилу фактична межа вогнестійкості становить всього 15 хвилин.

Проектування вогнезахисних покриттів має відповідати *ДСТУ Б В.1.1-17:2007 (ENV 13381-4:2002, NEQ) «Захист від пожежі. Вогнезахисні покриття для будівельних несучих металевих конструкцій. Методи визначення вогнезахисної здатності»*. У разі необхідності границю вогнестійкості сталевих конструкцій дозволяється збільшити конструктивними заходами, використовуючи облицювання з цегли або бетону, покриття на основі азбесту, перліту тощо. Для вогнезахисту несучих ригелів покриття доцільні підвісні стелі, а для вибухонебезпечних виробництв з метою зменшення негативних наслідків від можливих вибухів необхідно передбачати таке прикріплення елементів огорожувальних конструкцій до несучих конструкцій каркаса, при якому вони можуть під час дії вибухової хвилі вільно від'єднуватися від решти конструкцій, що запобігатиме руйнуванню конструкцій каркаса.

Для забезпечення нормального освітлення за *ДБН В.2.5-28:2006 «Природне і штучне освітлення»* і вентиляції за *ДБН В.2.5-67:2017 «Опалення, вентиляція та кондиціювання»* у виробничих будівлях можуть використовуватися ліхтарі, які залежно від їхнього призначення бувають світлові, аераційні та світлоаераційні.

1.4. Підіймально-транспортне обладнання

Для переміщення сировини, готової продукції та обладнання всередині промислової будівлі призначене внутрішньо цехове підіймально-транспортне обладнання. Таке обладнання поділяється на дві групи: періодичної та безперервної дії. До першої групи відносять мостові опорні крани, підвісний рейковий транспорт (талі, кішки, підвісні крани), спеціальні крани (козлові, консольно-поворотні), безрейковий транспорт; до другої – конвеєри, рольганги тощо (*ДСТУ EN 619:2017 «Підіймально-транспортне обладнання та системи без-*

перервної дії. Обладнання для механічного переміщення вантажних одиниць. Вимоги щодо безпеки та електромагнітної сумісності»).

Вибір виду внутрішньо цехового транспорту залежить від технологічного процесу, характеру вантажу та необхідності модернізації виробництва. В сучасних виробничих будівлях все частіше використовують такі види транспорту, які мало впливають на об'ємно-планувальні та конструктивні рішення – козлові крани, наземний безрейковий та конвеєрний транспорт тощо.

Проте в промисловому будівництві найбільш застосованими є будівлі з мостовими чи підвісними кранами, які переміщують вантаж у трьох напрямках і можуть обслуговувати практично весь внутрішній простір будівлі.

Підвісні крани мають вантажопідйомність 0,25 – 5 т. Вони складаються з легкого моста або двотаврової несучої сталевий балки, що обладнана дво- або чотирикратковим механізмом пересування по підвісних коліях та електроталлю, яка пересувається вздовж мостовий балки. Підвісні крани можуть мати дві та більше опор, управління ними здійснюється з підлоги цеху. Детальніше див. додатки Д 2.7 – Д 2.10.

Мостові крани мають вантажопідйомність від 1,0 т до 500 т. Для переміщення вантажів різної ваги найчастіше застосовуються крани з двома механізмами підйому, вантажопідйомність яких записується дробовим числом. Несучий міст крану пересувається вдовж цеху по рейках та має просторову конструкцію. На мосту розміщені рейки для пересування візка в поперечному напрямку. Управління механізмами здійснюється з кабіни кранівника, в кабіну можна потрапити з посадкових площадок, які разом з вертикальними сходами кріпляться до колони поблизу торця будівлі.

Норми проектування сталевих конструкцій ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [3] посилаються на класифікацію кранових впливів за ГОСТ 25546–82* «Краны грузоподъемные. Режимы работы», згідно з яким робота кранів характеризується кількістю циклів роботи за весь строк служби кранів C_T і коефіцієнтом розподілу навантаження

$$K_p = \sum \left(\frac{Q_i}{Q_{\text{ном}}} \right)^3 \cdot \frac{C_i}{C_T}, \quad (1.1)$$

де Q_i – маса вантажу, що переміщується краном з кількістю циклів C_i ; $Q_{\text{ном}}$ – номінальна вантажопідйомність крана; $C_T = \sum C_i$ – кількість циклів роботи крана за строк його служби.

Коефіцієнт навантаження K_p за формулою (1.1) змінюється від 0,063 до 1,0 і характеризує ступінь використання вантажопідйомності крана. Чим більше його значення, тим складнішими стають умови експлуатації конструкцій.

Залежно від значень C_T і K_p встановлено вісім груп режимів роботи кранів – від 1К до 8К. Цим групам відповідають режими роботи кранів: легкий режим 1К–3К; середній 4К – 6К; важкий 7К; особливо важкий 8К. Від розмірів та режиму роботи кранів залежить компонування схеми каркаса (габарити поперечних рам, розміщення і кріплення елементів в'язей), а також розрахунок його елементів (вибір розрахункових сполучень зусиль, розрахунок підкрано-

вих балок тощо). Необхідні для навчального проектування параметри мостових кранів наведені в Додатку табл. Д.2.7 – Д.2.9..

Класифікація груп режимів роботи кранів А0 – А11 за європейськими нормами у відповідності до ISO 4301-1:2016 «Cranes. Classification. Part 1: General» наведена у додатку Д.2.10.

1.5. Технологічність та вплив економічних факторів на конструктивні рішення каркасів

Основним узагальнюючим критерієм ефективності конструктивного рішення є вартість конструкції, яка включає витрати на проектування, вартість сталі та інших матеріалів (зварювальні матеріали, металеві вироби), витрати виробництва на виготовлення конструкцій, транспортування та монтаж. Оптимальними вважаються конструкції, які забезпечують мінімальні витрати сталі та найменшу трудомісткість виготовлення і монтажу.

Проектування будь-якого об'єкта завжди починається з вибору матеріалу несучих конструкцій. Тут оцінюються як фізичні можливості матеріалу, так і наявність у районі будівництва необхідної індустріальної бази для виготовлення конструкцій, відстані та засоби їх транспортування від заводу-виробника до будівельного майданчика, наявність засобів монтажу, особливості експлуатації і навіть можливість реконструкції будівлі в подальшому. Техніко-економічний аналіз, який виконується з урахуванням наведених вище факторів, показує, що в багатьох випадках застосування саме сталевих конструкцій стає раціональним не тільки при дії великих навантажень за великих прольотів та висот, але й при відносно малих габаритах будівель.

При розробленні конструктивної схеми беруться до уваги варіанти, які забезпечують мінімальні витрати сталі на об'єкт. Особливий вплив на матеріаломісткість каркаса має крок несучих конструкцій, що в свою чергу впливає на масу елементів, розміщених у поздовжньому напрямку, – підкранових балок, підкранових ферм, прогонів – і менше позначається на масі ригелів і фахверка.

Оптимальний крок залежить від навантаження, висоти будівлі і може бути визначений теоретично. Проте кожному конкретному випадку відповідає свій оптимальний результат, що ускладнює виготовлення конструкцій.

Трудомісткість і вартість будівельних виробів залежить не тільки від їхньої маси, а й від однотипності. Чим більша серія (кількість) однакових виробів, тим менше коштів витрачається на їх виготовлення. Крім того, слід враховувати той факт, що будівля складається з різних виробів, у тому числі й виготовлених з різних матеріалів. Для можливості їх складання встановлені положення щодо уніфікації геометричних розмірів усіх виробів і конструкцій. Вони викладені у *ДСТУ Б В.1.3-3:2011 «Модульна координація розмірів у будівництві»* і *ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будівлі підприємств. Параметри»*, які стосовно сталевих будівель на сьогодні у ряді випадків мають лише рекомендаційний характер.

В основу цих нормативних документів покладена модульна координація розмірів, тобто відповідність усіх геометричних розмірів певному модулю,

який приймається $1M=100$ мм. Модульні прольоти і кроки в будівлях різного призначення приймають кратними 30М (при прольотах до 18 м) та 60М (при прольотах понад 18 м, допускається застосування кроків та прольотів, кратних 15М та 30М відповідно). Модульні висоти поверхів призначаються кратними укрупненим модулям 3М (для висот до 3,6 м) та 6М (для висот понад 3,6 м). Величина перепаду висот суміжних секцій будівлі має бути кратною 6М. Цим же модулям відповідають довжини конструктивних елементів будівель – плит, балок, ферм, колон, панелей стін, вікон, дверей, воріт тощо.

Така уніфікація розмірів дозволила створити типові конструкції для різних кліматичних районів будівництва. Типові конструкції забезпечили високу якість робочих креслень, зменшили число монтажних елементів, забезпечили їх транспортабельність і спростили монтаж (типові вузли спряження багаторазової повторюваності забезпечують і якість монтажу). Проте типізація конструкцій призводить до перевитрат матеріалу внаслідок того, що їх проектування виконане на осереднені навантаження, які можуть змінюватись у менший бік для конкретного об'єкта. Тому в умовах, коли головним аргументом при виборі конструктивного рішення будівлі виступає його вартість, допускається при відповідному обґрунтуванні відступати від модульних розмірів, але зберігаючи однотипність елементів у межах всього об'єкта.

Так, при виконанні покриття і стін з використанням залізобетонних панелей крок поперечних рам каркаса повинен відповідати довжинам цих панелей, тобто модульним розмірам 6 або 12 м. В той же час застосування сталевих профільованих листів у покрівлі і стінах, які мають не горизонтальну, а вертикальну розв'язку, дозволяє обирати крок рам довільним, зберігаючи однотипними поздовжні елементи каркаса – прогони, ригелі фахверка, підкранові балки.

Проектована конструкція повинна задовольняти технологічні вимоги, призначені забезпечити мінімальні затрати праці та інші витрати при виготовленні, монтажі та експлуатації однотипних конструкцій [12]. Оцінюючи технологічність прийнятого рішення, слід враховувати такі фактори:

- досягнення найменшої вартості та витрат металу за рахунок використання металопрокату стандартних розмірів та ефективних форм його профілів;
- розміщення зварних та болтових з'єднань елементів конструкцій у місцях, зручних для виконання робіт, доступних для контролю якості під час виготовлення і монтажу, а також експлуатації споруди;
- створення умов для виконання усіх зварних швів з найменшими залишковими зварювальними напруженнями та деформаціями;
- раціональне розчленування споруди на зручні для транспортування відправні елементи;
- урахування наявності допусків, які встановлені відповідними нормативними документами на металопрокат, виготовлення і монтаж, та їхнього впливу на точність геометричних параметрів споруди.

І, нарешті, остання група вимог пов'язана з необхідністю забезпечити довговічну та надійну експлуатацію конструкції під навантаженням. Протягом

усього терміну служби конструкція та її окремі елементи повинні зберігати достатню міцність та стійкість, не мати значних переміщень, що утруднюють умови нормальної експлуатації, та відповідати вимогам ДСТУ Б.В.2.6-210-2016 «Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються» [5]. Необхідно передбачити можливість підсилення чи заміни елементів при реконструкції або ремонті, передбачені в ДСТУ Б.В.3.1-2-2016 «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд». В одній споруді повинні застосовуватись однотипні (уніфіковані) конструктивні рішення для забезпечення повторення окремих деталей, елементів, вузлів, що сприяє серійності виробництва та монтажу, знижує їх вартість при збереженні високої якості.

В сучасних умовах ефективність процесу будівництва обумовлена технологічністю його складових, тобто формуванням таких його параметрів, які призводять до оптимальних чи найвигідніших витрат праці, коштів чи матеріалів на різних рівнях: при виготовленні, транспортуванні, монтажі, експлуатації тощо. Проектною технологічністю передбачається уніфікація елементів, вузлів та матеріалів. Виробнича технологічність конструкцій на рівні виготовлення, в тому числі контролю та випробувань, регламентується ДСТУ-Н Б.В.1.3-1:2009 «Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів» та ДСТУ Б.В.2.6-199:2014 «Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення», технологічність на рівні монтажу за межами підприємства-виробника – ДСТУ Б.В.2.6-200:2014 «Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до монтажу».

Названі вище вимоги до сталевих конструкцій створюють умови для забезпечення експлуатаційної технологічності – скорочення часу та витрат на технічне обслуговування, поточний ремонт та (за необхідності) утилізацію конструкції.

Прискорення технічного прогресу, яке відбувається останнім часом, характеризується частою зміною застарілого технологічного обладнання і, відповідно, виробничих умов, що призводить до морального старіння конструкцій. Моральне старіння конструкцій характеризується втратою ними відповідності виробничим або санітарним вимогам, рівня комфорту і залежить від ефективності не тільки конструктивних, а й об'ємно-планувальних рішень. Тому при проектуванні будівель для виробництва з прогресивними технологіями, що динамічно розвиваються, висуваються вимоги технологічності при реконструкції, які проявляються у необхідності приймати такі об'ємно-планувальні й конструктивні рішення, які б допускали можливість використання будівлі при зміні виробничих умов або надавали можливість її переобладнання з мінімальними витратами.

На сьогодні область економічно ефективного використання сталевих каркасів досить широка і охоплює як однопролітні та багатопролітні будівлі з прольотами 18 м і більше, обладнані вантажопідйомними кранами, так і безкранові конструкції з меншими прольотами (9...12 м).

1.6. Принципи проектування

Метою проектування є створення моделі об'єкта, що призначений для виконання певних функцій в навколишньому середовищі, та надання інформації, яку містить модель, іншим учасникам процесу створення об'єкта. Первинна модель відображає принциповий вибір рішення, що включає вибір матеріалу, об'ємно-планувальної та конструктивної схеми на підставі технологічного завдання на проектування з урахуванням ефективності капітальних вкладень, наявності виробничих баз, можливості впровадження нової техніки і технологій. Створення первинної моделі ґрунтується в основному на досвіді та творчому потенціалі проектувальника і внаслідок своєї евристичності майже не піддається формалізації. Інша справа, коли йдеться про форму подання проекту – робочу документацію. На цьому етапі виконуються розрахунки конструкцій, що визначені первинною моделлю, їхніх елементів та вузлів, а також розробляються робочі креслення, на яких відображаються прийняті рішення. Цей процес значною мірою характеризується своєю рутинністю і піддається автоматизації. Завдяки цьому в проектних установах більш як 90 % статичних розрахунків, а також до 80 % кошторисної документації виконується за допомогою обчислювальної техніки..

Автоматизація процесу проектування призначена підвищити якість проектної документації (не слід забувати, що різні проектувальники мають різні рівні компетентності), крім того, з її допомогою відкриваються перспективи впровадження методів оптимізації конструкцій, скорочуються терміни проектування.

Слід зауважити, що кожне конструктивне рішення (первинна модель) варіантне, і шляхи втілення його в конструкції теж багатоваріантні. Зрозуміло, що розглянути усі можливі варіанти з метою їх зіставлення (такий підхід зветься варіантним проектуванням) практично неможливо, тим більше, що найкращий варіант може взагалі не потрапити в поле зору проектувальника. Проблему можна вирішити методами оптимального проектування, узагальнена задача якого формулюється так: при заданій конструктивній формі та діючому навантаженні знайти параметри її геометричної схеми, розподіл внутрішніх зусиль та матеріалу (перерізи елементів) за умови забезпечення мінімуму прийнятого критерію оптимальності та виконання вимог, які ставляться до конструкції. Найбільш загальним критерієм може бути приведена вартість споруди, але для окремих задач це також і маса металу, трудомісткість виготовлення і монтажу чи вартість конструкції.. Методи оптимального проектування різної складності знайшли застосування, зокрема, при розробленні типових конструкцій масового виготовлення.

Типізація – ще один прогресивний принцип проектування, спрямований на створення стандартів (норм, еталонів) конструкцій на базі загальних для них технічних характеристик. Залежно від конструктивних форм і технологічного процесу виготовлення визначають три області типізації [9, 13]:

- типізація елементів конструкцій масових будівель з уніфікованими параметрами (колон, ферм, балок тощо);

- типізація вузлів, коли неможливо застосувати типові елементи (вузли сполучення елементів);
- типізація будівель та споруд в цілому.

Запровадження типових рішень забезпечує якість проєктованих конструкцій, зменшення кількості їхніх типорозмірів, що зменшує трудомісткість виготовлення, а також дозволяє використовувати однотипні монтажні пристрої, що зрештою сприяє розвитку індустріалізації будівництва. Але типізація потребує уніфікації елементів конструкцій, тобто раціонального скорочення числа об'єктів однакового функціонального призначення або приведення різних елементів до найменшого числа типорозмірів, форм. При вирішенні питань типізації та уніфікації необхідно дбати про те, щоб перевитрати металу не перевищували економії, досягнутої за рахунок зниження трудомісткості виготовлення і монтажу типової конструкції порівняно з індивідуальною.

Склад та зміст проєктної документації регламентується стандартами та нормами проєктування: *ДБН А.2.2-3:2014 «Склад та зміст проєктної документації на будівництво»*, *ДСТУ Б А.2.4-4:2009 «Основні вимоги до проєктної та робочої документації»*, *ДСТУ Б А.2.4-7:2009 «Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень»*, *ДСТУ Б А.2.4-43:2009 «Правила виконання проєктної та робочої документації металевих конструкцій»*.

До складу робочої документації проєкту входять пояснювальна записка, робочі креслення стадії КМ (конструкції металеві) та КМД (конструкції металеві деталювальні). Креслення КМ виконує проєктна установа на підставі затвердженого проєкту, в якому визначено та обґрунтовано основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення.

В робочих кресленнях КМ вирішуються питання компоновання металевих конструкцій та погодженість їх з технологічними процесами, архітектурно-будівельною та іншими частинами проєкту. Вони включають необхідні розрахунки, загальні компоновальні креслення, схеми розташування частин конструкцій, найважливіших вузлів, розрахунки та повну специфікацію металу за профілями. Креслення КМ є підставою для розроблення деталювальних креслень КМД, які, як правило, розробляються в конструкторському бюро заводу-виготовлювача з урахуванням його технологічних особливостей (поточні лінії, верстати, обладнання для зварювання, наявність потрібного прокату тощо). Деталювальні креслення містять графічне зображення відправних елементів, на які розчленована конструкція для зручності транспортування, геометричну схему конструкції, специфікацію деталей для кожного відправного елемента із зазначенням прийнятої сталі та її маси.

Для об'єктів, які будуються за типовим або повторно використаним проєктом, розробляється тільки робочий проєкт без робочої документації КМ. На цій стадії обмежуються загальним вирішенням об'єкта, підбирають марки типових конструкцій, розробляють плани та розрізи зі схематичним зображенням основних несучих і огорожувальних конструкцій.

Глава 2. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ОДНОПОВЕРХОВИХ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

2.1. Конструктивні схеми одноповерхових каркасів

Основу каркасів виробничих одноповерхових будівель становлять площинні поперечні рами, утворені колонами та ригелями, що на них спираються. Поперечні рами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса у поперечному напрямку. Каркас виробничих будівель переважно являє собою послідовність однакових поперечних рам, розташованих з кроком B і з'єднаних між собою поздовжніми конструктивними елементами (наприклад, підкрановими балками) та в'язями (див. рис. 1.1).

Залежно від наявності та виду кранового обладнання каркаси поділяють на безкранові та кранові – обладнані мостовими опорними чи підвісними кранами. Крім того, залежно від кількості колон у поперечному напрямку каркаси підрозділяються на однопролітні (рис. 2.1) та багатопролітні (рис. 2.4).

В одноповерхових каркасах крок колон і ригелів найчастіше приймають однаковим і таким, що дорівнює 6 м, особливо при наявності підвісних кранів і в безкранових будівлях.

В безкранових будівлях крок ригелів залежить від несучої здатності прогонів або від довжин збірних залізобетонних плит, які дорівнюють 6 і 12 м. При прогонному покритті розмір кроку може відступати від модульного, і у безкранових каркасах невеликої висоти економічно ефективним може бути крок колон навіть менший за 6 м (рис. 2.1, з).

В каркасах з опорними кранами крок колон і ригелів 12 м ускладнює підкранові конструкції і вимагає влаштування фахверка для кріплення стінового огородження, внаслідок чого таке рішення вважається доцільним лише в будівлях з прольотами понад 30 м, значної висоти ($H \geq 14$ м) і з кранами великої вантажопідйомності ($Q \geq 50$ т).

При будівництві будівель великої площі (понад 20 тис. м²) для зведення покрівлі може використовуватися метод блокового монтажу, який дозволяє зменшити трудомісткість виконання робіт на висоті. Цей метод передбачає конвеєрне складання на землі монтажних блоків, які утворюються з кроквяних і підкроквяних ферм, об'єднаних в геометрично незмінну систему. При цьому на колони опираються підкроквяні ферми, а кроквяні зміщуються з осей колон (рис. 2.1, в).

При кроці колон 12 м ферми можуть бути розташовані з кроком 4 м, що дозволяє відмовитись від прогонів, при цьому сталевий профільований настил влаштовують безпосередньо по верхніх поясах ферм (див. рис. 2.3, з).

Однією з визначальних особливостей поперечних рам є конструкції ригелів, які можуть бути наскрізними і суцільними. Для традиційних рішень однопролітних і багатопролітних рам із прольотами 18...36 м характерне викори-

стання наскрізних ригелів, які довгий час вважалися більш раціональними за витратами сталі, ніж суцільні.

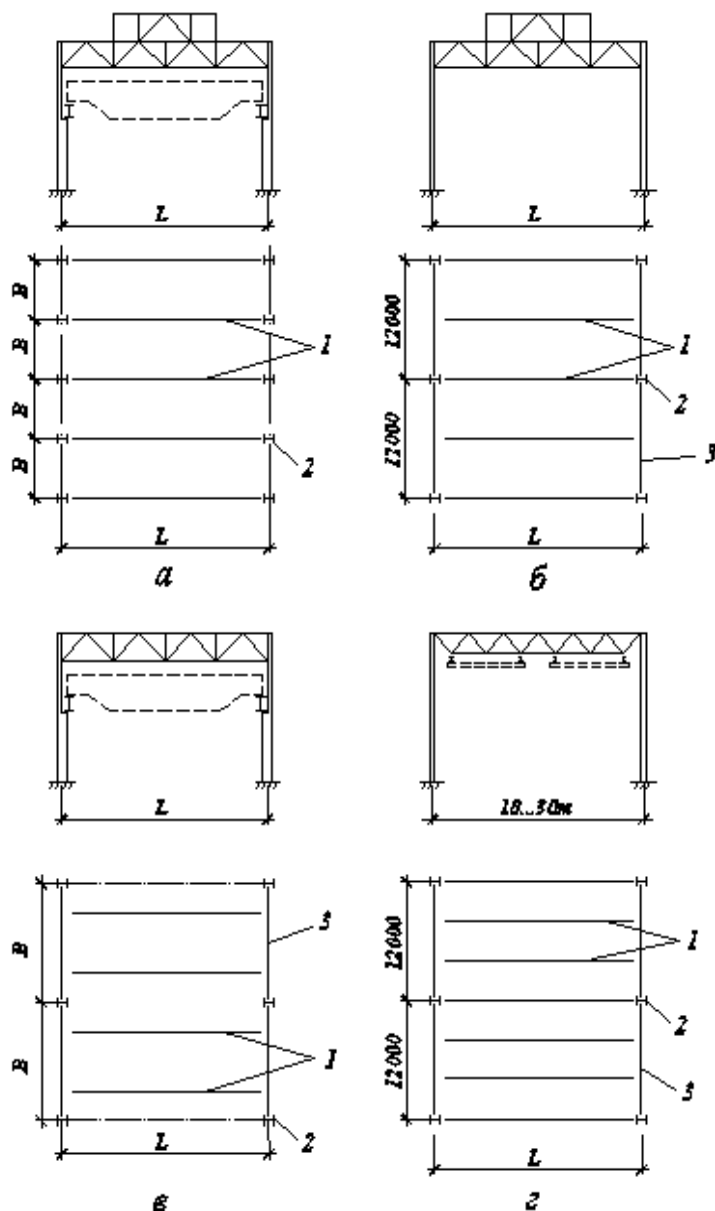


Рис. 2.1. Конструктивні схеми однопролітних каркасів:
a – крок колон збігається з кроком ферм; *б, в, г* – крок колон більший за крок ферм; 1 – кроквяні ферми; 2 – колони; 3 – підкроквяні ферми

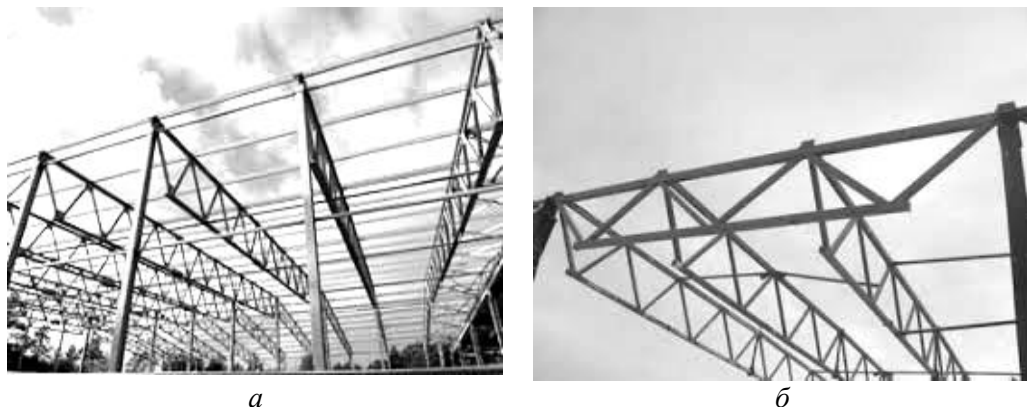


Рис. 2.2. Облаштування легких конструкцій покриття: *а* – з кроком ферм, що дорівнює кроку колон; *б* – із застосуванням підкрівляних ферм

Наскрізні ригелі – це ферми та конструкції ферменого типу. Висновок щодо ефективності застосування наскрізних ригелів базується на багаторічному досвіді проектування сталевих каркасів, що призначалися для сприйняття великих навантажень, в тому числі і від власної ваги важких залізобетонних плит, які використовувалися і використовуються й досі як несучі елементи покриття.

Широке впровадження легших елементів (прогонів з гнутих профілів, сталевих профільованих листів, ефективних утеплювачів) суттєво зменшило власну вагу покрівлі, що в результаті підвищило ефективність суцільних ригелів, які виготовляються переважно двотаврового перерізу (рис. 2.3).



Рис.2.3. Рама промислової будівлі з наскрізними колонами та суцільним ригелем

У разі необхідності для додаткового освітлення і аерації внутрішньощевого середовища по фермах розміщують поздовжні ліхтарі (рис. 2.4, а, б), які найпростіші в конструктивному відношенні і забезпечують експлуатаційні вимоги для різних виробництв (машинобудування, металургія тощо).

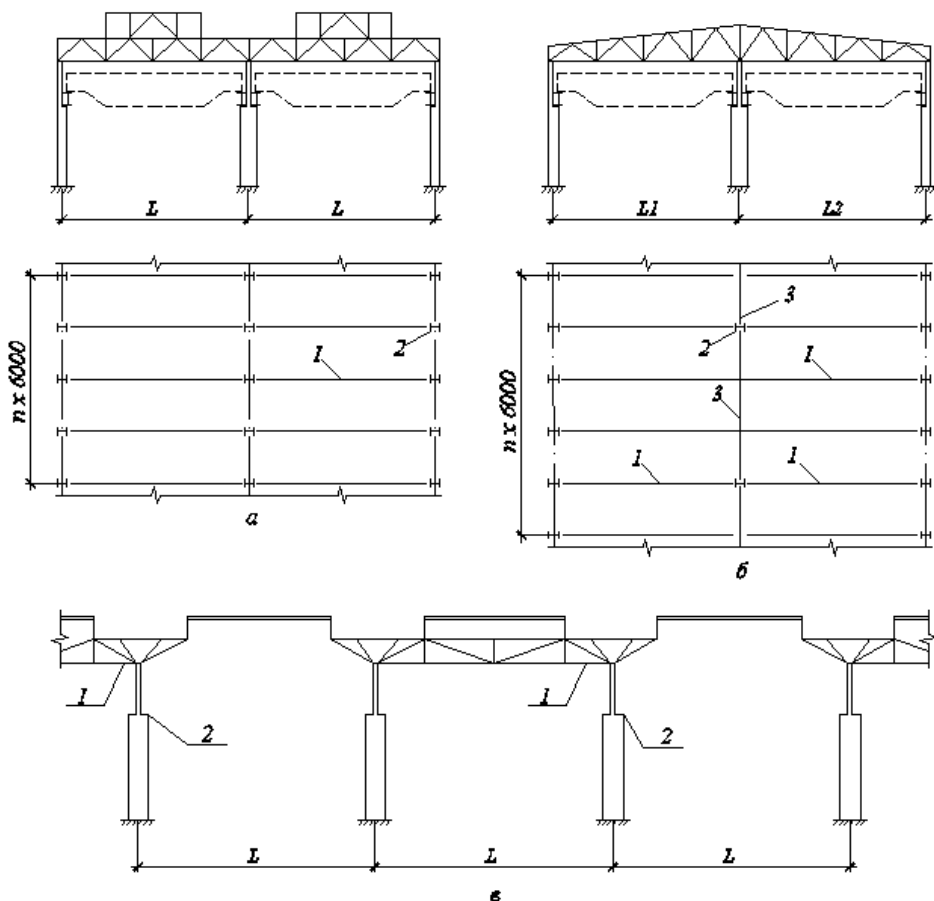


Рис. 2.4. Конструктивні схеми багатопролітних каркасів:

а – крок колон по зовнішніх і внутрішніх рядах однаковий; б – крок колон по зовнішніх і внутрішніх рядах різний; в – рама з консольними фермами;
1 – кроквяні ферми; 2 – колони; 3 – підкраново-підкроквяна ферма

У багатопролітних каркасах найширше використовуються конструктивні схеми з однаковими прольотами і ригелями, розташованими в одному рівні (див. рис. 2.4, а).

Крок колон у поздовжньому напрямку для максимальної уніфікації елементів найчастіше встановлюється однаковим по крайніх і середніх рядах, проте для деяких виробництв з метою звільнення внутрішнього простору крок колон по середніх рядах може бути прийнятий більшим, ніж по крайніх. При

цьому по середніх колонах встановлюються підкроквяні або підкраново-підкроквяні ферми (див. рис. 2.4, б).

У багатопролітних будівлях, що мають велику ширину і довжину, інколи доцільно використовувати ферми з консолями, на які обпираються ліхтарі (див. рис. 2.4, в). Таке рішення дозволяє уникнути влаштування температурних швів, зменшити кількість ферм у покритті та розвантажити їх в середині прольоту. У рівнопролітних конструкціях досягається максимальна уніфікація і однотипність конструктивних елементів, проте для деяких виробництв ефективними є каркаси з різними прольотами.

Використання в таких будівлях ригелів з паралельними поясами можливе тільки при організації внутрішнього водостоку, а при неорганізованому водовідведенні, коли вода стікає безпосередньо на землю, покрівля повинна мати відповідний похил. У цьому разі використовують ригелі з похилом верхнього пояса, величина якого залежить від типу огорожувальних конструкцій покрівлі (рис. 2.4, б).

Проте висота ригелів на середній опорі може виявитися занадто великою, що утруднить їх транспортування до будівельного майданчика. Крім того, велика довжина стиснутих елементів решітки буде обумовлювати їхню роботу при граничних гнучкостях. Для зменшення висоти ригелів вони можуть бути запроектовані з ламаним нижнім поясом (рис. 2.5, а).

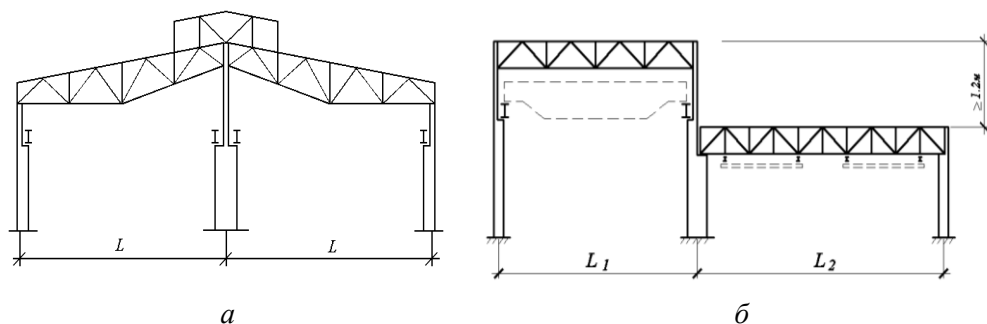


Рис. 2.5. Схеми рам: а – із зовнішнім водовідведенням і зменшеною висотою ферм; б – з прольотами різної висоти і довжини

Для деяких виробництв умови технологічного процесу можуть обумовлювати проектування каркасів з прольотами різної висоти для зменшення внутрішнього об'єму. Наявність перепадів висот між прольотами одного напрямку призводить до збільшення трудомісткості виготовлення конструкцій і снігового навантаження внаслідок утворення снігових мішків. При цьому конструктивні рішення каркаса ускладнюються і тому перепади висот між сусідніми прольотами робити меншими ніж 1,2 м не рекомендується (рис. 2.5, б).

Розглянуті вище схеми доцільні для безліхтарних будівель або будівель з поздовжніми ліхтарями. Для деяких виробництв ефективним рішенням є кар-

каси з шедовим покриттям, в яких поперечні ліхтарі обпираються на верхні і нижні пояси кроквяних ферм (рис. 2.6, а).

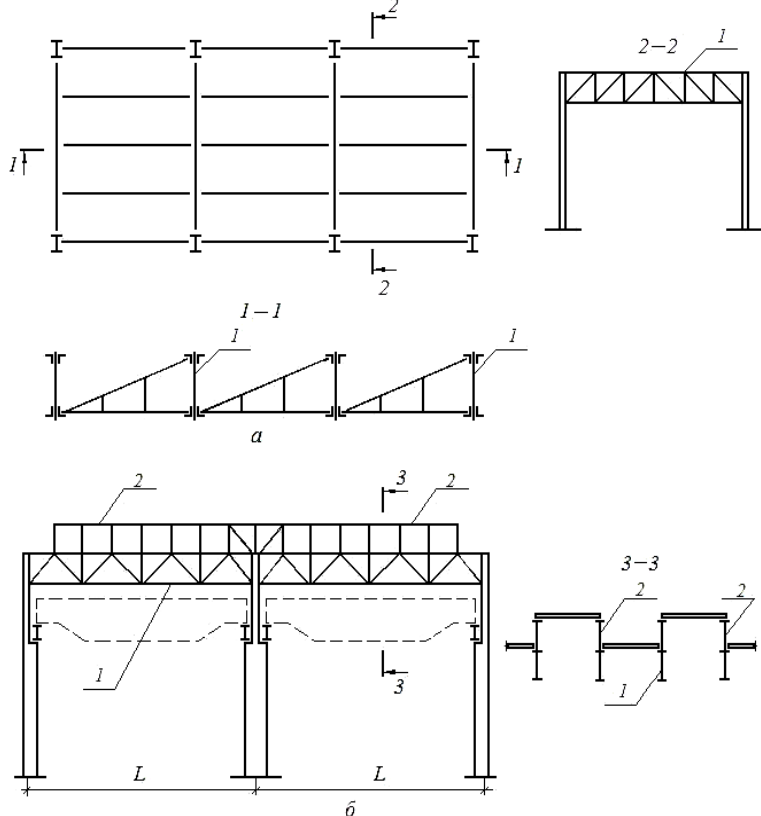


Рис. 2.6. Каркаси з підвищеними вимогами до освітлення:
а – з шедовим покриттям; б – з поперечним ліхтарем; 1 – ферми; 2 – ліхтар

Шедові конструкції мають багато позитивних якостей, але їх складно експлуатувати в районах з великим сніговим навантаженням. У разі підвищених вимог до освітленості та аерації внутрішніх приміщень можуть бути запроєктовані каркаси з поперечними ліхтарями, які обпираються на верхні пояси ферм (рис. 2.6, б). За наявності підвісних кранів вантажопідйомністю до 5 т підкранові колії кріпляться до вузлів нижнього пояса ригелів, де для цього, в разі необхідності, влаштовуються додаткові вузли (див. рис. 2.5).

Останнім часом значного поширення в практиці набули легкі металеві конструкції (ЛМК) одноповерхових будівель, в тому числі конструкції комплектного постачання. Для них характерне використання ефективних марок сталей та профілів, відмова від зварювання на монтажі з заміною зварювання на фланцеві з'єднання на високоміцних болтах. У таких будівлях використовуються колони та ригелі суцільного перерізу, в тому числі зі змінною висотою перерізу по їхній довжині (рис. 2.7).

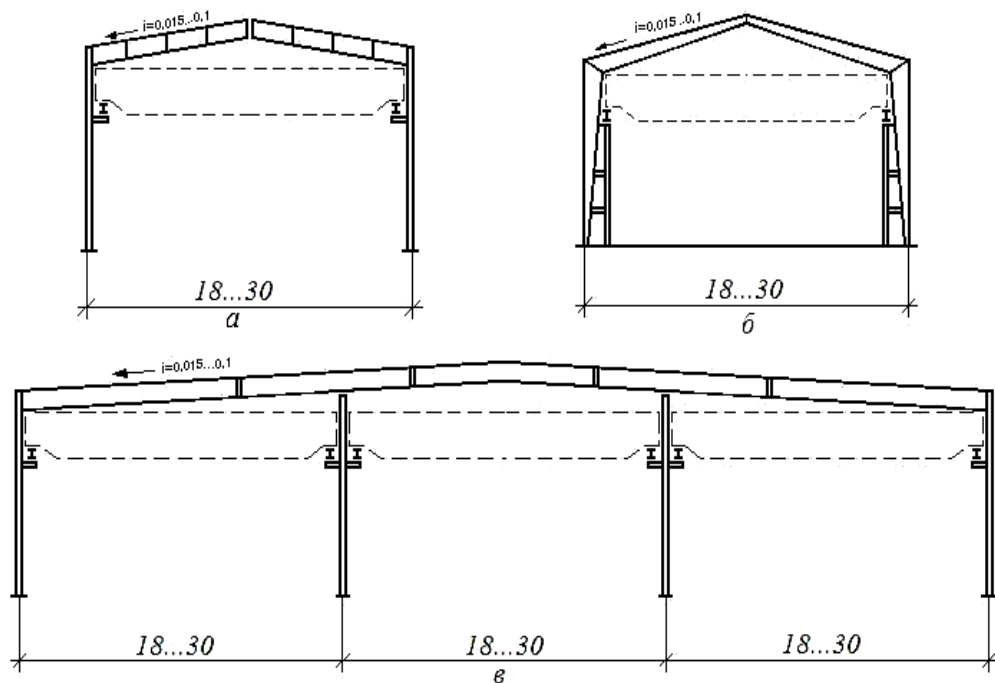


Рис. 2.7. Конструктивні схеми легких рам: *а* – однопролітна рама з елементами сталого перерізу; *б* – однопролітна рама з елементами змінної висоти; *в* – багатопролітна рама

Застосування таких конструктивних рішень наближає епюру витрат матеріалу до огинаючої епюри внутрішніх зусиль і, таким чином, підвищує ефективність використання властивостей сталі

Висота суцільних ригелів значно менша від висоти наскрізних і становить, як правило, $1/15...1/20$ прольоту, а в деяких рішеннях може становити $1/35$ прольоту. Зменшення висоти ригеля забезпечує зниження витрат на опалення та вентилявання внутрішнього об'єму, а також на стінове огороження. Суцільні ригелі також менш трудомісткі у виготовленні й монтажі, зручніші у транспортуванні. Вони найчастіше мають переріз у вигляді двотавра, що робить їх стійкішими до корозії порівняно з наскрізними ригелями, особливо з парних кутиків. Ефективність використання суцільних ригелів збільшується при зниженні власної ваги конструкцій покриття, для чого необхідно використовувати легкі огорожувальні конструкції (сталевий профільований настил), легкі утеплювачі, сталі підвищеної міцності.

За своєю конструктивною схемою каркаси з легких металевих конструкцій (як і традиційні каркаси з наскрізними ригелями) бувають однопролітними та багатопролітними, безкрановими та обладнаними підвісними або мостовими кранами.

2.2. Компонувальні схеми одноповерхових промислових будівель

Для забезпечення однотипності параметрів каркасів, можливості використання типових елементів при розробці проектів виробничих будівель доцільно дотримуватись вимог у *ДСТУ Б В.1.3-3:2011 «Модульна координація розмірів у будівництві»* та *ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будівлі підприємств. Параметри»* щодо кроку колон, прольоту будівель та висоти приміщень.

Для спрощення конструктивної форми одноповерхові будівлі рекомендується проектувати, як правило, з паралельно розташованими прольотами, які мають однакову ширину і висоту. Будівлі з прольотами у двох взаємно перпендикулярних напрямках, а також різної висоти та ширини допускається проектувати тільки тоді, коли це обумовлено технологічним процесом..

При великій довжині й ширині будівель в елементах каркаса можуть виникати зусилля, обумовлені деформаціями внаслідок перепаду температур. Для зменшення температурних впливів каркас будівлі розчленовують температурними швами на окремі температурні блоки (рис.2.8).

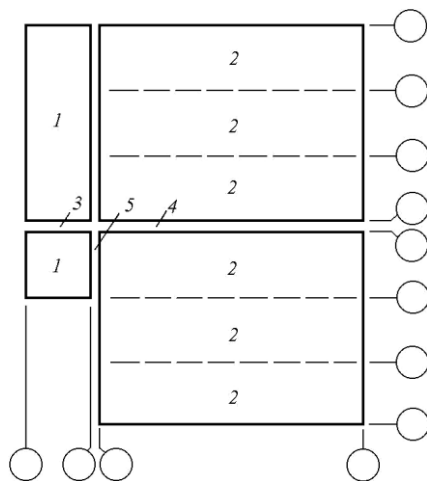


Рис. 2.8. Схема розміщення температурних швів у будівлі:

- 1 – перпендикулярні прольоти; 2 – паралельні прольоти; 3 – поперечний шов;
4 – поздовжній шов; 5 – шов примикання перпендикулярних прольотів

Температурні шви і перепади висот здійснюють, як правило, на парних колонах, хоча не виключена можливість виконання їх на поодиноких колонах.

У табл. 2.1 наведено встановлені нормами проектування *ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»* [3] найбільші відстані між температурними швами l_u , при яких впливом температур можна нехтувати при визначенні зусиль в основних елементах каркаса.

Таблиця 2.1

Найбільші відстані між температурними швами

Характеристика		Найбільша відстань l_u між температурними швами для архітектурно-будівельних кліматичних районів із середньою місячною температурою повітря у січні	
споруди	відстані	вищою за 0 °С	нижчою за 0 °С
Опалюваний будинок	вздовж блока	350	280
	поперек блока	280	180
Неопалюваний будинок	вздовж блока	300	240
	поперек блока	180	150
Гарячий цех	вздовж блока	230	180
	поперек блока	140	120
Відкрита естакада	вздовж блока	180	150

Значення найбільших відстаней l_u , наведених в табл.2.1, для споруд з колонами, висота яких перевищує 12 м, можна приймати збільшеними на коефіцієнт, що дорівнює:

$$\text{вдовж блока} - k_1 = h_1 / 12 \leq 1,5, \quad (2.2)$$

$$\text{впоперек блока} - k_2 = h_2 / 12 \leq 1,5, \quad (2.3)$$

де h_1 – висота колон (м) у площині поздовжніх конструкцій каркаса (вдовж температурного блока), що дорівнює відстані від верху фундаменту до низу підкранової балки, або до рівня опирання несучої конструкції покриття у спорудах без мостових кранів; h_2 – висота крайньої колони (м) у площині поперечної конструкції каркаса (впоперек температурного блока), що дорівнює відстані від верху фундаменту до рівня опирання несучої конструкції покриття.

Якщо ж фактичні відстані перевищують допустимі $k_1 l_u$ та $k_2 l_u$, то необхідно виконати розрахунок каркасу на температурні навантаження з урахуванням жорсткості огорожувальних конструкцій, піддатливості вузлів та непружних деформацій конструкцій.

Прив'язка крайніх колон до поздовжніх осей a залежить від кроку колон, наявності й типу вантажопідйомного обладнання, вантажопідйомності та групи режимів роботи кранів. Поздовжня координаційна вісь може бути або суміщена із зовнішньою гранню колони ($a = 0$), або зміщена із зовнішньої грані на $a = 250$ чи 500 мм (рис. 2.9, а, б).

Нульову прив'язку ($a = 0$) приймають, як правило, в однопролітних безкранових будівлях і при кранах вантажопідйомністю до 30 т при кроці колон 6 м та висоті до низу кроквяних конструкцій до 18 м. Прив'язку колон $a = 500$

мм приймають перш за все в будівлях, обладнаних вантажопіднімальними кранами груп режимів роботи 7К і 8К при влаштуванні проходу в тілі колони, а також у досить високих будівлях із кранами великої вантажопідйомності (100 т і більше). В інших випадках приймають прив'язку $a = 250$ мм.

Прив'язка до поперечних координаційних осей колон крайніх і середніх рядів повинна відповідати вказаній на рис. 2.9, *в* або 2.9, *г* залежно від конструктивного рішення торцевого фахверка.

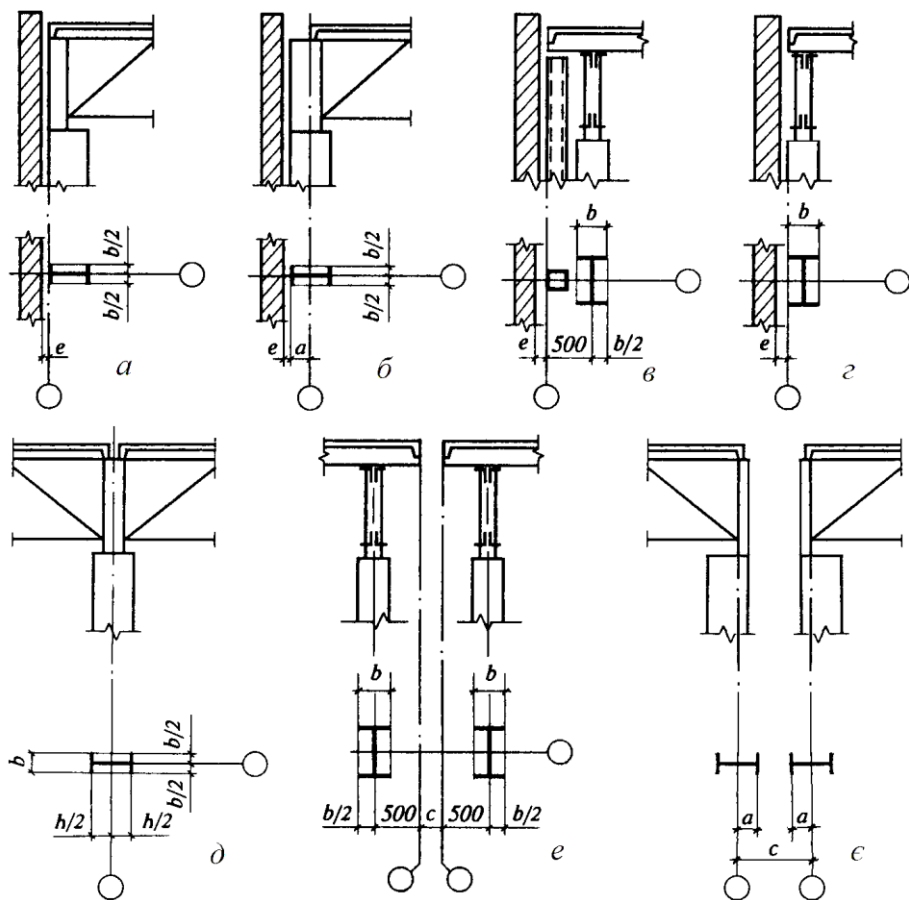


Рис. 2.9. Прив'язки колон до координаційних осей: *а, б* – крайніх рядів; *в, г* – в торці будівлі; *д* – середніх рядів; *е* – поперечних температурних швів; *е* – у місцях розташування поздовжніх температурних швів

Прив'язка колон середніх рядів до поперечних координаційних осей (крім колон у торцях будівель, біля температурних швів та перепадів висот) і до поздовжніх осей повинна відповідати вказаній на рис. 2.9, *д*. У будівлях із мостовими кранами при наявності проходів вздовж кранових колій з одного боку колон середнього ряду прив'язку до координаційних осей приймають по

новить 6 або 12 м (рис. 2.10, *а*). Слід зауважити, що при індивідуальному проектуванні ці вимоги можуть бути порушені і габарити поперечних рам будівель при техніко-економічному обґрунтуванні можуть бути прийняті залежно від функціонального об'єму, який обумовлюється габаритами технологічного обладнання і загальними умовами експлуатації будівлі.

Питання щодо призначення найбільш раціонального кроку колон крайніх рядів повинне вирішуватися в кожному конкретному випадку на підставі техніко-економічного порівняння варіантів з урахуванням висоти будівлі, вантажопідйомності кранів і типу огорожувальних конструкцій стін та покрівлі.

У багатопролітних будівлях крок колон по внутрішніх рядах на підставі технологічних вимог може бути збільшеним ($B = 12, 18, 24$ м), але завжди приймається кратним кроку зовнішніх колон (рис. 2.10, *б*). Якщо крок кроквяних ферм менший за крок колон, то використовують підкроквяні або підкраново-підкроквяні ферми.

Для можливості використання типових огорожувальних конструкцій з номінальною довжиною 6 або 12 м (плит покриття і стінових панелей) колони біля торців будівель доводиться зміщувати з координаційних осей на 500 мм всередину будівлі. Недоліком такого рішення є те, що зменшення кроку колон призводить до збільшення типорозмірів поздовжніх конструкцій каркаса.

При використанні огорожувальних конструкцій вертикального розташування на основі сталевих профільованих листів немає потреби зміщувати колони біля торців будівель, вони можуть бути розташовані на координаційній осі або так, як показано на рис. 2.10, *г*.

Висота приміщень приймається кратною $3M=0,3$ м при висоті будівлі до 3,6 м і кратною $6M=0,6$ м при висоті 3,6 м і більше.

2.3. Основні несучі елементи каркаса

До основних несучих належать елементи каркаса, що входять до складу поперечної рами, сприймають навантаження і передають їх на фундамент. У плоских рамах такими елементами є колони і ригелі.

Конструктивні рішення основних несучих елементів залежать від багатьох факторів – призначення будівлі, типу покриття, типу та вантажопідйомності кранів, габаритних розмірів тощо.

Сталеві колони поперечної рами можуть бути сталого по висоті перерізу або ступінчастими. Колони сталого перерізу залежно від висоти приміщення і діючих навантажень можуть бути запроектовані суцільними або наскрізними (рис. 2.11, *а*, *б*). Їх використовують у безкранових будівлях, при підвісних кранах і мостових кранах вантажопідйомністю до 20 т. В останньому випадку на колонах влаштовують консолі для обпирання підкранових балок (рис. 2.11, *в*, *г*).

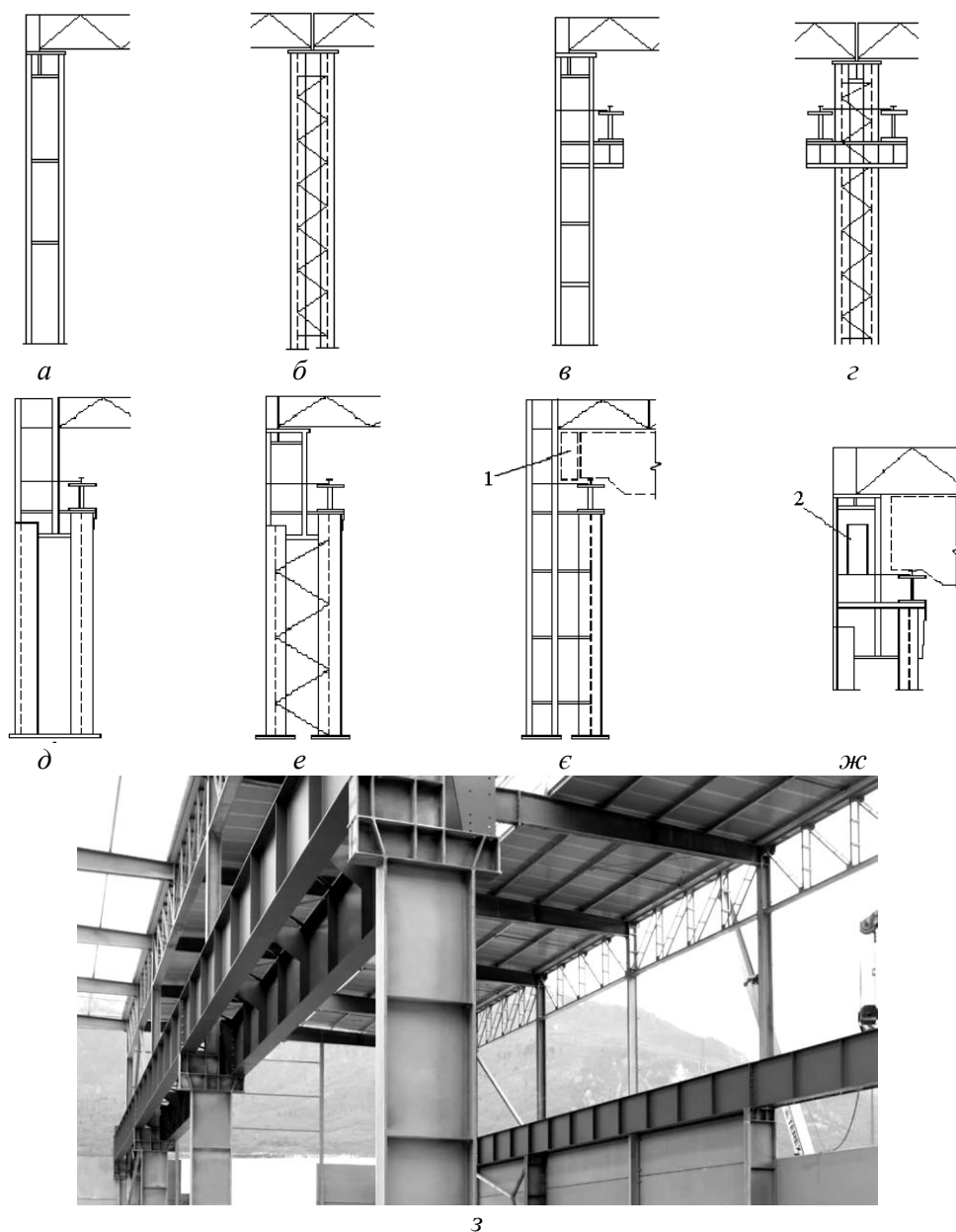


Рис. 2.11. Типи колон виробничих будівель:

a, б – безкранові колони сталого перерізу; *в, г* – сталого перерізу з підкрановими консолями; *д, е* – ступінчасті; *є* – роздільна; *ж* – влаштування проходу всередині колони; *з* – суцільна колона середнього ряду з дворівневою підкрановою консолю; 1 – прохід збоку колони; 2 – прохід всередині колони

Ступінчасті колони зі змінним по висоті перерізом використовують у будівлях з опорними мостовими кранами вантажопідйомністю понад 20 т (рис. 2.11, *д, е*). Верхня частина таких колон (надкранова) завжди має переріз у вигляді суцільного симетричного двотавра (прокатного або складеного), а нижня (підкранова) може бути запроектована суцільною або наскрізною. При ширині нижньої частини колони 1 м і більше найчастіше використовують наскрізний переріз як найбільш економічний. Наскрізна колона складається з двох гілок, об'єднаних розкісною решіткою (рис. 2.11, *е*).

Безрозкісна решітка (планки) найчастіше виявляється неекономічною, бо перерізувальна сила в колонах виробничих будівель є досить великою, а тому планки, що працюють на згин і зсув, потребують значних перерізів, що збільшує витрати сталі. Підкранові балки встановлюють на уступ колони і суміщають вісь підкранової балки з віссю підкранової гілки нижньої частини колони. Зовнішню гілку крайньої колони називають шатровою і приймають у вигляді швелера або двотавра, а внутрішню (підкранову) – у вигляді двотавра. В середніх рядах будівлі в колонах, на які з двох боків опираються мостові крани, обидві гілки є підкрановими і мають двотавровий переріз.

В окремих випадках, при низькому розташуванні підкранової колії і кранах великої вантажопідйомності, нижню частину колони проектують роздільного типу, в якій підкранова гілка пов'язана з шатровою гнучкими у вертикальній площині планками з листів і тому не передає вертикальне навантаження від підкранової балки на шатрову гілку (рис. 2.11, *є*). Таке конструктивне рішення колони виявляється дуже зручним при можливому збільшенні вантажопідйомності крана, бо дозволяє підсилити тільки підкранову гілку колони і залишити незмінною шатрову.

У прольотах будівлі з мостовими кранами груп режимів роботи 8К незалежно від їх кількості або кранах груп режимів роботи 7К і 4К – 6К при кількості кранів більше двох у прольоті при цілодобовій безперервній їхній роботі необхідно передбачати проходи вздовж кранових колій з обох боків прольоту. Робота кранів вважається безперервною, якщо найбільша одноразова перерва у їхній роботі протягом доби не перевищує 4 години. Для проходів використовують гальмівні конструкції підкранових колій. Ширина проходу повинна бути не меншою 500 мм, а висота – не меншою 1800 мм. В місцях розташування колон прохід може бути збоку або всередині колони шириною не менш як 400 мм. При влаштуванні проходу збоку додається ще 50 мм для влаштування огороження (рис. 2.11, *є, ж*). Для деяких виробництв характерне розташування мостових кранів у двох або більше рівнях. Колони в такому разі виконують також дво- або багатоярусними (рис. 2.12).

Якщо при цьому вантажопідйомність одного з кранів не перевищує 20 т, то для його обпирання використовують консоль.

Ферми, що використовуються як ригелі в каркасах виробничих будівель, за своєю схемою найчастіше бувають: з паралельними поясами, трапецієдними та трикутними. Крім того, вони підрозділяються на двосхилі і односхилі (рис. 2.13).



Рис. 2.12. Конструктивна схема колони з двоярусним розташуванням кранів

Кути похилу верхніх поясів наскрізних ригелів, а також осей суцільних ригелів повинні задовольняти вимоги ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд» та ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будівлі підприємств. Параметри», які регламентують похили покрівель з різних матеріалів. Так, для рулонних і мастикових матеріалів похил повинен бути 1,5...5%, що дозволяє використовувати ферми з паралельними поясами (рис. 2.13).

Відповідно до габаритних схем одноповерхових промислових будівель розроблено уніфіковані схеми кроквяних ферм. На рис. 2.13 наведені схеми типових кроквяних ферм з членуванням їх на відправні марки.

Типові ферми із спарених кутиків, а також з поясами з таврів та решіткою з двох кутиків мають трикутну решітку з додатковими стояками (рис. 2.13, а). Аналогічні схеми використовують для ферм з поясами з широкополічних двотаврів та круглих труб з деякими відступами, пов'язаними з особливостями спраження елементів у вузлах.

Ферми з поясами з широкополічних таврів та перехресною решіткою з поодиноких кутиків (рис. 2.13, б) відрізняються простотою рішення вузлів, де елементи решітки безпосередньо приєднуються до поясів електродуговим зварюванням з примусовим наскрізним проплавленням. При порівняно невеликому зниженні маси конструкції (до 10 %) суттєво знижується трудомісткість її виготовлення (на 25...30 %) за рахунок зменшення кількості деталей та довжин

зварних швів. Їх рекомендують для застосування в будівлях з агресивним середовищем, тому що елементи таких ферм легкодоступні для нанесення антикорозійного захисту.

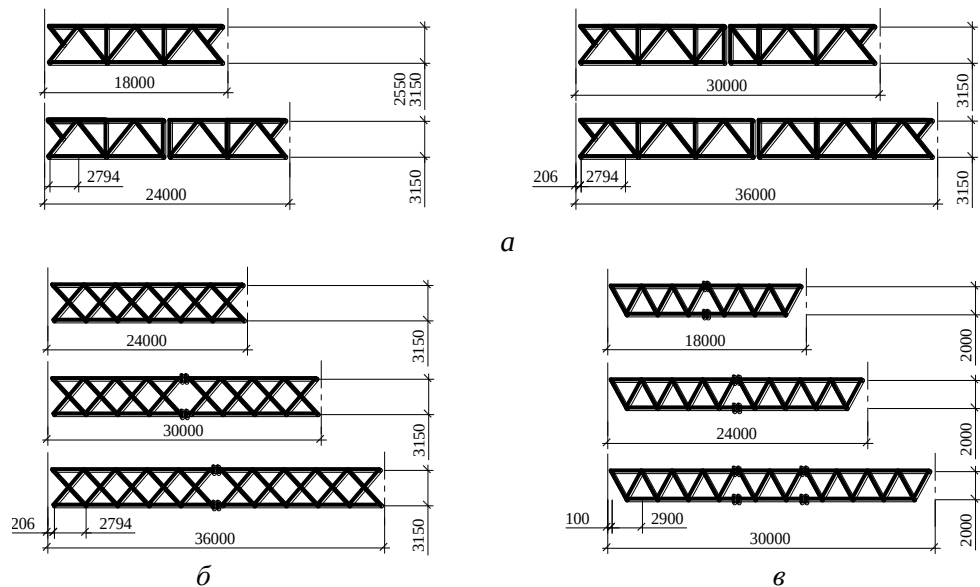


Рис. 2.13. Схеми типових ферм з паралельними поясами:

а – із спарених кутиків і таврів; *б* – з поясами з таврів і решіткою з подинних кутиків; *в* – із замкнених гнutoзварних профілів

Застосування легких зварних ферм з елементами із замкнених гнutoзварних профілів (рис. 2.13, *в*), що проектується з трикутною решіткою та низхідним опорним розкосом, дозволяє відмовитись від прогонного рішення покритті. Профільований сталевий настил безпосередньо обпирається на верхні пояси ферм, які розташовані з кроком 4 м, що відповідає несучій здатності настилу. Таке рішення забезпечує зниження витрат матеріалів на 1 м² покриття приблизно на 15...20 %.

Уніфіковані ферми з паралельними поясами мають похил верхнього поясу 1,5 %. Для зручності транспортування ферми виготовляють у вигляді окремих відправних марок довжиною 12 або 15 м з подальшим об'єднанням їх у монтажних стиках. Для запобігання великим прогинам ферм, що порушує зовнішній вигляд покриття, а в окремих випадках і умови нормальної експлуатації (наприклад, при підвішуванні кранів до нижнього пояса), ферми виготовляють з будівельним підйомом, тобто зі зворотним вигином

Спряження кровляних ферм з колонами може бути шарнірним або жорстким. Жорстке спряження може бути здійснене тільки при фермах з паралельними поясами або трапецієдних при їхньому примиканні до колон збоку. Жорстке поєднання ускладнює монтаж ферм і тому його треба використовувати

тільки тоді, коли воно сприяє економії сталі або коли шарнірне обпирання ферм не забезпечує необхідної горизонтальної жорсткості каркаса.

Обпирання кроквяних ферм на колони може здійснюватися в рівні нижніх або верхніх поясів ферм. Обпирання в рівні нижнього пояса завжди доцільне в будівлях, у яких необхідне влаштування поздовжніх та поперечних в'язей покриття, а також при жорсткому спряженні з колонами. Обпирання ферм у рівні верхнього пояса зручніше при монтажі, але не дозволяє виконувати вузол примикання ферми до колони жорстким.

Суцільні ригелі поперечних рам, як правило, жорстко приєднуються до колон. Опорний момент, що виникає в такому вузлі, зменшує пролітний згинальний момент, внаслідок чого зменшуються розміри двотаврового перерізу ригеля.

У випадках, коли крок колон у будинках не збігається з кроком ригелів, у покриттях передбачають встановлення підкроквяних ферм по середніх і крайніх рядах.

Типи перерізів елементів підкроквяних ферм приймають такими ж, як і для кроквяних. Спряження кроквяних і підкроквяних ферм з паралельними поясами виконують таким чином, щоб їхні зовнішні грані знаходилися в одному рівні. Таке рішення забезпечує універсальність опорних вузлів кроквяних ферм, що обпираються на підкроквяні ферми і на колони. Висота уніфікованих підкроквяних ферм по зовнішніх гранях поясів становить 3130 мм.

Уніфіковані підкроквяні ферми виконують з паралельними поясами або трикутними (рис. 2.14).

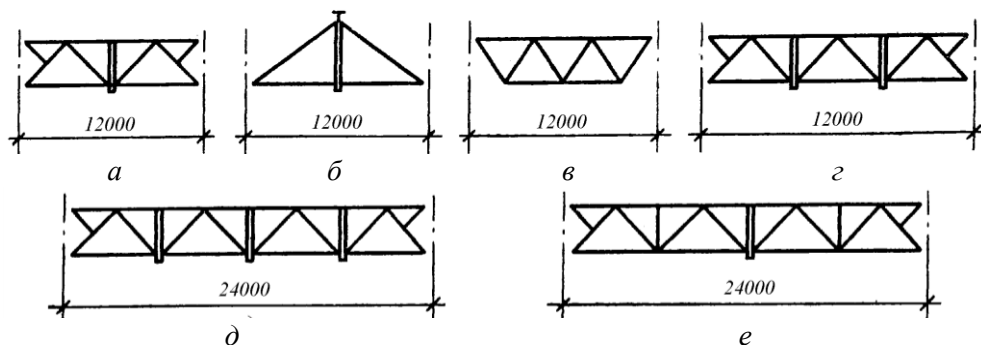


Рис. 2.14. Уніфіковані схеми підкроквяних ферм: а, г, д — з прокатних кутиків при кроці ригелів 6 м; б — з широкополочних таврів і труб; в — із замкнених гнutoзварних профілів; е — з прокатних кутиків при кроці ригелів 12 м

Ферми з поясами із широкополочних таврів, двотаврів і труб обпираються на підкроквяні ферми трикутного обрису. Підкроквяні ферми із замкнених гнutoзварних профілів мають висоту 1700 мм, а ригелі обпираються на їхні верхні пояси у вузлах (рис. 2.14, в).

Якщо крок колон по середніх рядах прийнятий 18 або 24 м, то використовують підкроквяні ферми висотою 3130 мм відповідних прольотів, а кроквяні ферми розташовують з кроком 6 або 12 м (рис. 2.14, з, д, е).

Для покриттів неопалюваних будівель з азбестоцементних листів розроблені уніфіковані схеми двосхилих та односхилих трикутних ферм прольотами 18 і 24 м (рис. 2.15).

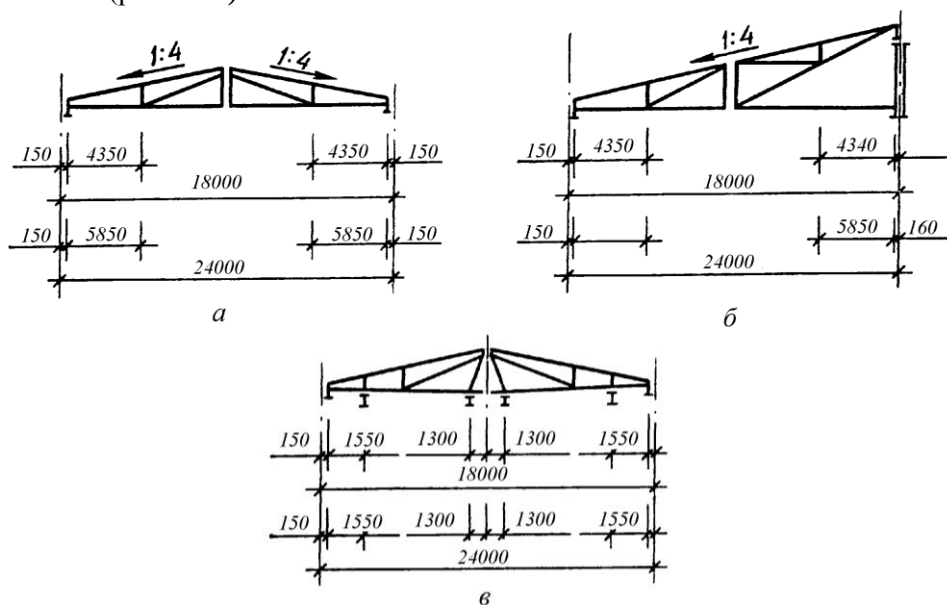


Рис. 2.15. Уніфіковані схеми трикутних ферм для холодної покрівлі:
а – двосхилих; б – односхилих; в – з підвісними кранами

Верхні пояси виконуються з балкових двотаврів з паралельними гранями полиць за ГОСТ 26020–83, а решітка прийнята розрідженою з парних гарячекатаних кутиків. Двосхилі ферми використовуються в однопролітних будівлях, а односхилі – в двопролітних. При наявності підвісних кранів вантажопідйомністю до 5 т схема решітки ферм відповідним чином змінюється (рис. 2.15, в), щоб забезпечити прикріплення балок підвісних шляхів до нижнього пояса.

Для освітлення та аерації виробничих будівель використовують ліхтарі, які залежно від виконуваних ними функцій бувають аераційними і світло-аераційними.

Світлоаераційні ліхтарі (рис. 2.16) використовують для освітлення приміщень, а також для аерації, коли тепловиділення від технологічних процесів незначні. Аераційні ліхтарі використовуються тільки для аерації приміщень у будівлях зі значним тепловиділенням.

Залежно від напрямку поверхні скління щодо прольоту ліхтарі бувають поздовжні, поперечні й точкові (зенітні).

У виробничих будівлях універсального призначення найчастіше використовуються світлоаераційні поздовжні прямокутні ліхтарі з боковим водовід-

веденням, у яких скління розташоване вертикально, та точкові zenітні ліхтарі, в яких світлопрозорі елементи розташовані в горизонтальній площині.

У конструктивному відношенні світлоаераційні поздовжні ліхтарі складаються з поперечної ферми та поздовжньої ліхтарної панелі, до якої прикріплюються рами скління і системи в'язей. Конструкції ліхтаря опираються на кроквяні ферми, а огорожувальні конструкції покриття ліхтаря виконуються так само, як і для всієї будівлі.

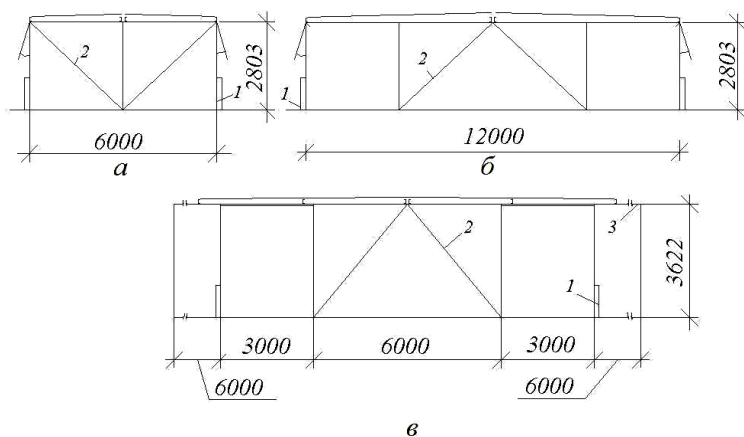


Рис. 2.16. Схеми поздовжніх ліхтарів: *а, б* – світлоаераційних; *в* – аераційного; 1 – ліхтарна панель; 2 – ліхтарна ферма; 3 – вітрозахисні панелі

У будівлях з прольотами 18 м використовують ліхтарі шириною 6 м, а з прольотом понад 18 м – шириною 12 м. Загальна довжина ліхтаря не повинна перевищувати 84 м, при цьому ліхтар не повинен доходити до торця будинку або до температурного шва на один крок ригелів.

Для скління використовують типові ліхтарні обрамлення, які мають висоту 1250 мм та 1750 мм і можуть встановлюватися в один або у два яруси по висоті. Як правило, в ліхтарях шириною 12 м використовують скління висотою 1750 мм в один ярус або висотою 1250 мм, що розташовується у два яруси. Обрамлення бувають глухими і такими, що відкриваються. Маса обрамлень зі склінням 20 кг/м^2 .

Zenітні ліхтарі встановлюються у світлові прорізи в покриттях і мають розміри від $1000 \times 1000 \text{ мм}$ до $3000 \times 6000 \text{ мм}$. Конструкція zenітного ліхтаря складається з утепленого сталевго стакана висотою 450...500 мм, дерев'яної опорної рами і світлопрозорого заповнення з двошарового куполоподібного органічного скла або двошарового склопакета з листового скла. Zenітні ліхтарі бувають глухими і такими, що відкриваються. Іншим видом світлового ліхтаря може бути встановлення в покрівлю ділянок з профільованого листа, виконаного зі світлопрозорих полімерних матеріалів, який формою своїх гофрів по-

вторює форму сталевому профільованого настилу покрівлі, внаслідок чого може вільно стикуватися з останнім, утворюючи прозорі ділянки в покритті.

Аераційні поздовжні ліхтарі крім ліхтарних ферм та ліхтарних панелей мають ще й вітрозахисні панелі (рис. 2.16, в). Висота аераційного отвору призначається залежно від прольоту будівлі та вимог вентиляції приміщень. Вітрозахисні панелі виконуються у вигляді вертикальних або похилих ферм, нижніми опорами яких служать кроквяні ферми, а верхніми – горизонтальні ригелі, що укладаються по верхніх поясах ліхтарних ферм.

2.4. Конструкції покриттів

Покриття виробничих будівель можуть вирішуватися з використанням прогонів або без них (рис. 2.17).

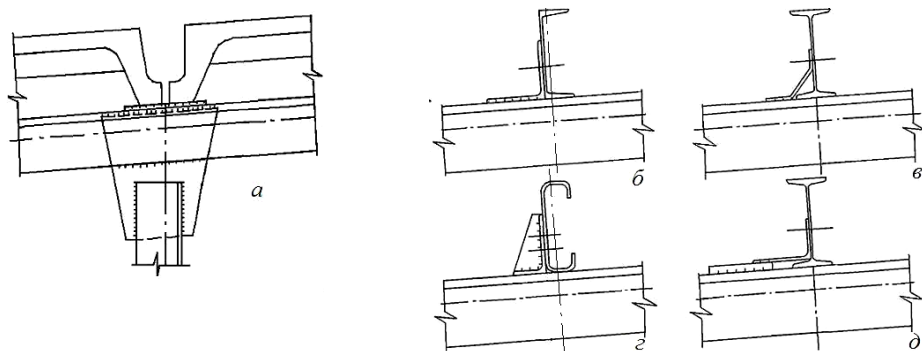
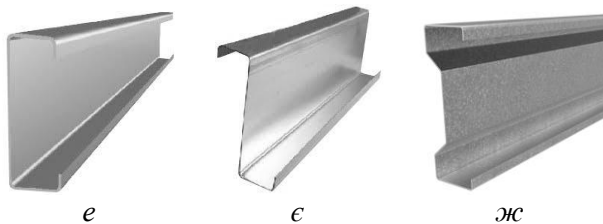


Рис. 2.17. Обпирання на ферму елементів покриття: *а* – залізобетонних плит; *б, в, г, д* – варіанти кріплення сталевих прогонів; *е, є, ж* – сталеві тонкостінні прогони: С-подібний (*е*), Z-подібний (*є*) та Σ -подібний (*ж*)



Безпрогонне рішення передбачає використання як несучого елемента профільованого настилу при кроці ригелів до 4 м, а також двошарових сталевих панелей або залізобетонних плит при більшому кроці.

При безпрогоновому рішенні безпосередньо по верхніх поясах ригелів укладаються великорозмірні залізобетонні ребристі плити, які виконують роль несучих елементів огорожувальних конструкцій і створюють жорсткий диск у площині покрівлі. Довжина плит відповідає кроку ферм, тобто становить 6 або 12 м, а ширина, як правило, 3 м, що збігається з розмірами панелей верхнього пояса в більшості типів ферм. Плити шириною 1,5 м рекомендується використовувати як добірні у фермах з прольотами 21, 27 і 33 м. Висота поз-

довжніх ребер таких плит становить 300 мм при довжині 6 м і 300 або 400 мм при довжині 12 м. Маса плит змінюється від 150 кг/м^2 до 290 кг/м^2 залежно від розмірів плити і снігового району (табл. Д. 2.1). Шви між плитами заповнюються цементним розчином, а самі плити приварюються у трьох точках до ферм і є основою для покрівлі (рис. 2.17, а).

Для опалюваних і неопалюваних будівель основним типом ригелів при використанні залізобетонних плит є ферми з паралельними поясами і похилом верхнього пояса $i = 1,5\%$. У цьому разі покрівля виконується з рулонних або мастикових матеріалів. Слід зазначити, що сучасні мастикові покрівлі можуть застосовуватись і при крутіших похилах – від 5 до 25 %.

В опалюваних будівлях рулонна покрівля складається, як правило, з захисного шару гравію товщиною до 25 мм, рулонного килима (3 – 4 шари руберойду, гідроізолю, ізолю тощо), вирівнювального шару, утеплювача та пароізоляції. Замість рулонного килима можуть використовуватись шари мастики під шаром гравію або фарби (суспензія алюмінієвої пудри в гасі).

Теплоізоляцію покрівель відповідно до ДБН В.2.6-220:2017 “Покриття будинків і споруд” слід виконувати з негорючих і важкогорючих матеріалів з міцністю на стиск не менш як $0,6 \text{ кгс/см}^2$ і густиною в межах від 30 до 600 кг/м^3 . В неопалюваних будівлях або будівлях із надмірним виділенням тепла утеплювач відсутній, а стяжка товщиною 25 мм виконується безпосередньо по залізобетонних плитах.

Прогонні рішення ефективні лише при використанні легких настилів – сталевих, алюмінієвих, азбестоцементних. По наскрізних ригелях прогони, як правило, розташовують з кроком, що дорівнює розміру панелі верхнього пояса ферм, найчастіше 3 м.

При кроці ферм покриття 6 м прогони виконують з гарячекатаних або гнутих швелерів, рідше двотаврів (див. рис. 2.17, б, в, г, д). Можливе використання також замкнених гнутих профілів, які мають підвищену жорсткість при крученні та корозійну стійкість. При кроці ферм 12 м використання прогонів із гнутих профілів можливе тільки при умові їхньої сумісної роботи з профільованим настилом покрівлі за нерозрізною схемою в кліматичних умовах з відносно малим сніговим навантаженням.

У покрівлях, що мають значне навантаження від власної ваги і снігу, найчастіше використовують наскрізні прогони довжиною 12 м у вигляді легких ферм, схеми і поперечні перерізи яких бувають дуже різноманітними. Елементи таких прогонів виконують з гарячекатаних або гнутих профілів, а при невеликих навантаженнях – з сортової сталі круглої або квадратної форми.

Конструктивні рішення прогонів прольотами 12 м, розроблені для різних типів профілів, показані на рис. 2.18.

Найбільш раціональною конструкцією треба визнати трикутний прогін, що має мінімальну кількість елементів (рис. 2.18, а). Верхній пояс таких прогонів складається з двох швелерів (гарячекатаних або гнутих), а елементи решітки виготовляються з поодиноких швелерів. Вузлові з'єднання не потребують додаткових деталей, а виконуються безпосереднім зварюванням елементів то-

чковим або контактним способом. Для обпирання і кріплення прогонів до верхніх поясів кроквяних ферм передбачені опорні планки, які закріплюються болтами до ферм.

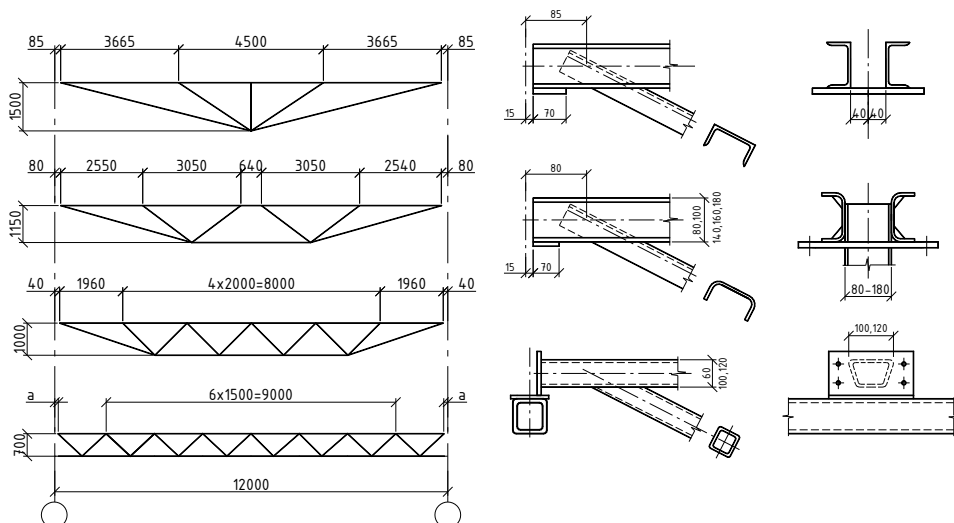


Рис. 2.18. Наскрісні прогони прольотом 12 м:
 а – з гарячекатаних швелерів; б – з гнутих швелерів;
 в – із замкнених гнутих профілів; г – прутковий прогін

Найбільш раціональною конструкцією треба визнати трикутний прогін, що має мінімальну кількість елементів (рис.2.18, а). Верхній пояс таких прогонів складається з двох швелерів (гарячекатаних або гнутих), а елементи решітки виготовляються з поодиноких швелерів. Вузлові з'єднання не потребують додаткових деталей, а виконуються безпосереднім зварюванням елементів точковим або контактним способом. Для обпирання і кріплення прогонів до верхніх поясів кроквяних ферм передбачені опорні планки, які закріплюються болтами до ферм.

Для зменшення витрат сталі перерізи елементів можуть бути виконані з тонкостінних гнуто-зварних профілів замкнутого перерізу. Верхній пояс для зручного обпирання і кріплення огорожувальних конструкцій має верхню плоску грань завширшки 100...120 мм. Крім того, така ширина забезпечує необхідну під час монтажу жорсткість прогону з його площини. Таким чином, переріз верхнього пояса має трапецієподібну форму, а його висота змінюється залежно від типу навантаження. При позавузловому прикладанні зосереджених сил ця висота становить 100...120 мм, а при відсутності місцевого згину – 60 мм. Форма і розміри нижнього пояса залежать від діючих у ньому зусиль. Елементи решітки проектує з трубчастого або квадратного профілю. Товщину стінок усіх профілів при надійному антикорозійному захисті беруть 1,5...4 мм.

При невеликих зусиллях в елементах наскрізних прогонів їх можна виготовляти з поясами з гарячекатаних кутиків і решіткою з круглої або квадратної сталі, яка вигинається з цілого стержня за заданою формою і розмірами (рис. 2.18, з). Верхній пояс має тавровий переріз, скомпонований з двох кутиків, а нижній пояс запроєктований з одного кутика, повернутого на 45° щодо вертикальної осі. Стержень решітки вигинається таким чином, щоб у місцях з'єднання його з поясами утворювались прямолінійні ділянки для накладання зварних швів. Обпирання на верхній пояс кроквяної ферми здійснюється за допомогою коротуна з рівнополічного кутика.

На суцільні ригелі прогони можуть обпиратися в довільних точках, і відстань між ними визначається несучою здатністю прогонів. Такі умови дозволяють проектувати суцільні прогони з гнутих С- або Z-подібних профілів навіть при прольотах до 12 м. В цьому разі крок прогонів зменшують до 1,5 м і проектують їх за нерозрізною схемою, що дозволяє зменшити пролітні згинальні моменти. При необхідності на ділянках з великими згинальними моментами, зокрема на опорах і в крайніх прольотах нерозрізних балок, використовують подвійні перерізи з одного і того самого профілю.

Суцільні і наскрізні прогони, які розміщують у покриттях з похилом до 2%, працюють, як звичайні балки, що сприймають вертикальні навантаження. При більших похилах вони працюють на косий згин з крученням (рис.2.19).

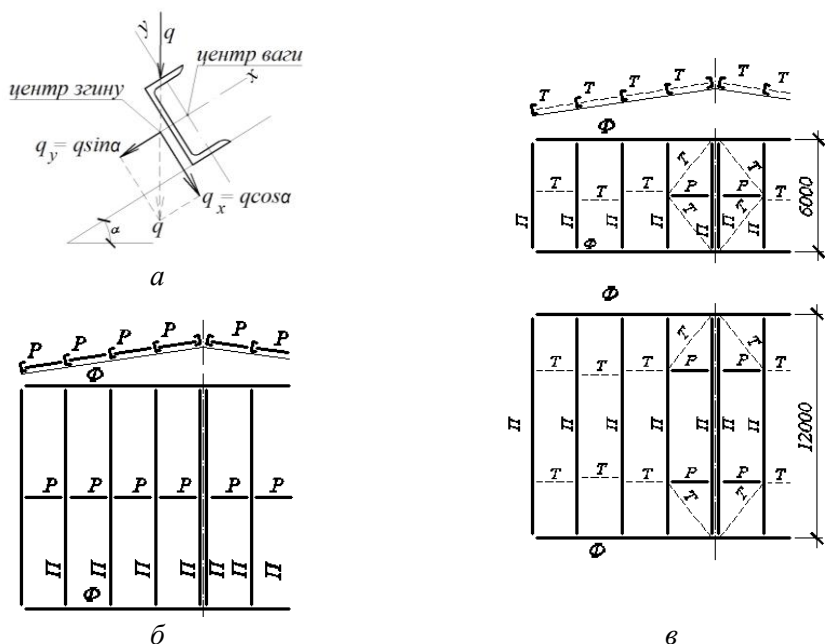


Рис. 2.19. До розрахунку прогонів на похилих покриттях:
 а – схема дії навантаження на прогін; б – постановка розпірок;
 в – розміщення тяжів при різних кроках ферм; Φ – ферми;
 П – прогони; Т – тяжі; Р – розпірки

У цих випадках найбільш раціональним перерізом є швелер, орієнтований кінцями полиць вгору по схилу, тому що при такому розташуванні лінія дії вертикального навантаження проходить поблизу його центра згину або навіть через нього. Це дозволяє при розрахунках нехтувати зусиллями кручення, а вертикальне навантаження q на прогін розкласти на дві складові – перпендикулярну до площини схилу покрівлі q_x і таку, що діє в площині схилу q_y (рис. 2.19, а).

Внаслідок малої жорсткості перерізу в напрямку схилової складової прогони розкріплюють у цьому випадку тяжами, які зменшують розрахункові прольоти прогонів у площині схилу. Тяжі розміщують між усіма прогонами в один ряд (посередині) при кроці ферм покриття 6 м і в два ряди (через однакові відстані) при більшому кроці або при крутих схилах (рис. 2.19, в). В загальному випадку кількість рядів тяжів регулюється розрахунком залежно від схилової складової навантаження і несучої здатності профілю в напрямку його найменшої жорсткості. При цьому моменти від схилової складової визначаються, як у нерозрізній балці.

У панелях біля гребеня тяжі закріплюють або безпосередньо до кроквяних ферм, або до гребеневого прогону біля його опор, а між суміжним рядовим і гребневим прогонами встановлюють жорсткі розпірки, які можуть бути використані замість тяжів. Тяжі кріпляться до прогонів паралельно до схилу або під кутом до нього (рис. 2.19, б).

Розпірки можуть не встановлюватися:

- при малій величині схилової складової, наприклад у суміщених покриттях, коли сумарна схилова складова сприймається або всіма прогонами, що працюють сумісно, або одним з них, як правило, карнизним, який у цьому разі проектується жорсткішим у площині схилу;
- у симетричних двосхилих покриттях, якщо проекції зусиль у тяжах, якими з'єднані всі прогони, взаємно врівноважені в гребневих прогонах;
- у несиметричних двосхилих покриттях, якщо бічна жорсткість гребневих прогонів достатня для сприйняття зусилля від схилової складової навантаження.

Розпірки конструюють з поодиноких кутиків, прямокутних або круглих труб і кріплять до прогонів болтами за допомогою фасонки (рис. 2.20, а). Тяжі проектується з круглої сталі або тросів з пристроями для їх натягу і кріплять безпосередньо до стінок прогонів гайками і розміщують їх в одній площині по можливості ближче до верхньої полиці прогону в межах верхньої третини висоти перерізу (рис. 2.20, б).

Прогони служать опорами для несучого настилу покрівлі, для якого частіше використовують сталеві профільовані листи. Такі листи виготовляють з рулонної гарячеоцинкованої сталі з границею текучості не менш як 230 МПа із захисним лакофарбовим покриттям за ДСТУ Б В.2.6 – 95 «Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами для будівництва. Технічні умови» (Додаток, табл. Д.5.14). Несуча здатність профільованих листів залежить від

матеріалу і товщини рулонної сталі, форми і висоти гофру. У табл. Д.5.14 наведено деякі марки настилів для покрівлі, а також їхні геометричні характеристики. У назву марки входить літера Н, яка означає, що настил призначається для покрівлі, а далі три числа, які послідовно вказують висоту гофру, ширину профілю і товщину листа. Профнастили виготовляються довжиною до 12 м і тому можуть використовуватися за дво-, три- і чотирипролітними нерозрізними схемами, а також за однопролітною розрізною.

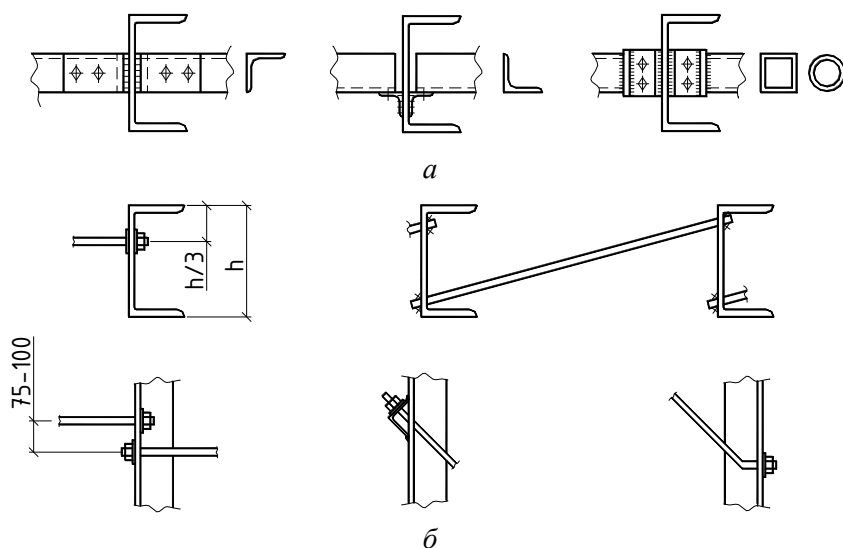


Рис. 2.20. Кріплення розпірок (а) і тяжів (б) до прогонів

Профільований настил, як правило,кладається по прогонах, розташованих із кроком 3 м; якщо ферми розміщені через 4 м – то безпосередньо по верхніх поясах ферм. На ділянках снігових мішків крок прогонів може бути зменшений до 1,5 м. Настил з висотою гофра 114 мм може використовуватися при кроці ферм 6 м без прогонів при безпосередньому обпиранні на верхні яси ферм.

Покриття на основі профільованих настилів бувають двох видів: пошарового складання та панелей заводського виготовлення. Покриття пошарового складання повністю монтують на об'єкті, послідовно укладаючи передбачені проектом елементи – сталевий настил, пароізоляцію, утеплювач, гідроізоляцію. При використанні сталевого профільованого настилу замість залізобетонних плит і рулонних матеріалів склад покриття та його похил залишаються такими ж, як і при безпрогоновому рішенні, однак при цьому рекомендується використовувати ефективні утеплювачі з густиною до 300 кг/м^3 . Такими утеплювачами на сьогодні можуть бути рекомендовані мінераловатні або скловатні плити підвищеної жорсткості, які відповідають вимогам пожежної безпеки, а також пінополіуретан.

При похилах покрівлі понад 5% верхній гідроізоляційний шар можна виконувати з профільованого настилу замість рулонного килима. Таке рішення є прогресивним, бо полегшує покрівлю, збільшує строк її служби і дає можливість виконувати роботи незалежно від погодних умов (рис. 2.21). При таких конструктивних рішеннях гофри верхнього листа завжди повинні бути розташовані у напрямку похилу покрівлі для забезпечення водовідведення.

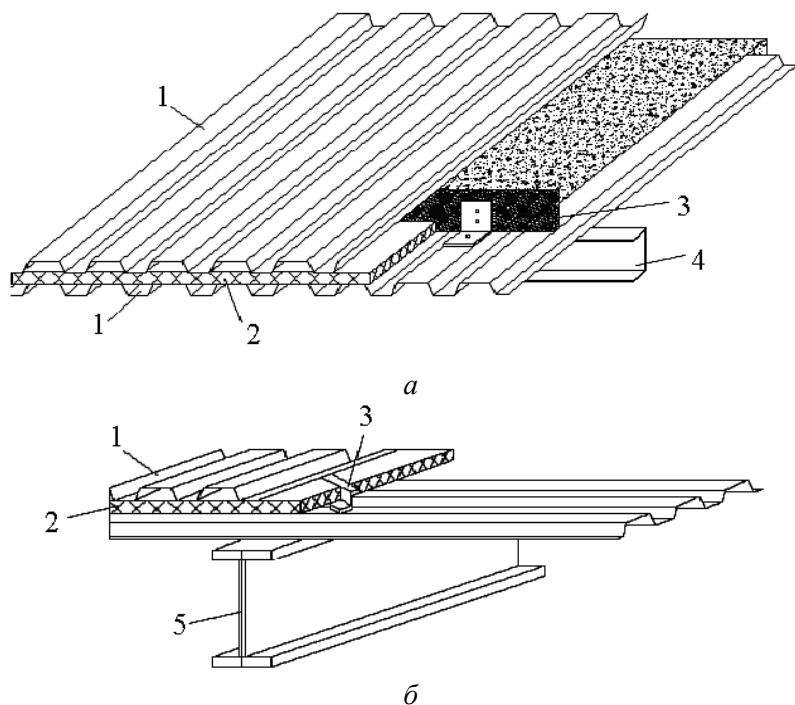


Рис. 2.21. Покрівля з подвійного профнастилу:
 а – по прогонах; б – по ригелях рами; 1 – профнастил; 2 – утеплювач;
 3 – прокладки з деревини чи полімеру; 4 – прогін; 5 – ригель рами

З'єднання профільованих листів між собою у жорсткий диск у напрямку вдовж гофрів здійснюють за допомогою комбінованих заклепок, які дозволяють виконувати роботи з однієї сторони листів. Стикування листів у поздовжньому напрямку здійснюється на опорах – несучих елементах (прогонах, фермах). До них настили рекомендується прикріплювати само-нарізними болтами довжиною 25...60 мм з кроком через один гофр.

У теплих покрівлях сталеві профільовані настили можуть використовуватись також у вигляді тришарових панелей, що підвищує їхню заводську готовність, спрощує монтаж і поліпшує якість покриття.

Тришарові безкаркасні панелі складаються з двох зовнішніх обшивок з профнастилу і розміщеного між ними шару утеплювача. Тут зазвичай застосовують легкі ефективні утеплювачі, такі як спінений поліуретан або мінерало-

ватні плити, приклеєні по всій площі до зовнішніх оболонок. Усі три складові таких панелей працюють сумісно, що забезпечує досить високу їхню несучу здатність, яка, як правило, гарантується заводами-виробниками з урахуванням схеми роботи.

Теплопровідність, яку має шар пінополіуретану завтовшки 40 мм, відповідає теплопровідності шару цегли завтовшки 500...700 мм, шару газосилікату завтовшки 550 мм або пористого бетону завтовшки 400 мм. Теплопровідність мінеральної вати приблизно вдвічі вища. Залежно від теплотехнічних властивостей утеплювача і розрахункової температури району будівництва застосовують утеплювач завтовшки від 40 мм до 150 мм.

Безкаркасні панелі типу „сандвіч” випускаються довжиною до 12...14 м і вкладаються по прогонах, розташованих з кроком до 4 м у покрівлях з похилом не менш як 5% (рис. 2.22).

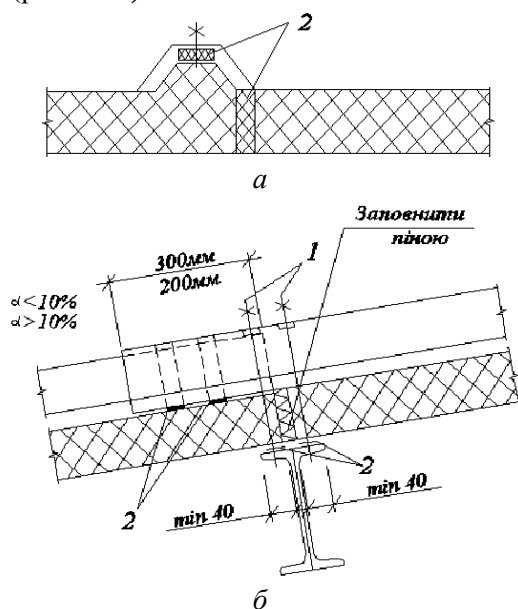


Рис. 2.22. Стики тришарових панелей:

a – поперечний стик; *б* – поздовжній стик; 1 – самонарізний гвинт з ущільнювальною шайбою; 2 – ущільнювальна стрічка

Панелі прикріплюються до прогонів за допомогою довгих самонарізних гвинтів, а герметизацію поздовжніх стиків виконують за допомогою клейкої гумової стрічки. Маса панелей становить 13...40 кг/м² і береться за каталогами заводів-виробників. Довжину панелей рекомендується обирати таким чином, щоб уникнути поперечних стиків.

Каркасні панелі заводського виготовлення можуть бути дво- і тришаровими. Найбільшого поширення набули двошарові панелі довжиною 12 м і шириною 3 м (1,5 м в разі необхідності). Каркас панелей складається з поздовжніх несучих ребер висотою 400 мм (прокатний швелер або гнутий С-подібний

профіль) і прикріплених до них з кроком 1,5 м поперечних ребер з кутиків або швелерів, по яких укладається сталевий профільований лист (рис.2.23).

Каркасні панелі можуть використовуватися як несучі плити для подальшого влаштування покрівлі за проектом. Однак для підвищення заводської готовності та зменшення трудомісткості монтажу такі панелі можуть випускати-ся у вигляді комплексних плит, до складу яких входить утеплювач із мінераловатних плит, наклеєний на пароізоляцію і закритий зверху одним шаром наклеєного руберойду. Після монтажу комплексних панелей додатково наклеюють 4 – 5 шарів руберойду і влаштовують гравійний захист. В неутеплених покрівлях настили виконують несучі й огорожувальні функції. Холодні покрівлі виконують з використанням як сталевих профільованих настилу, так і хвилястих азбестоцементних, сталевих або алюмінієвих листів, які розміщуються по прогонах, розташованих з кроком 1,25...1,5 м.

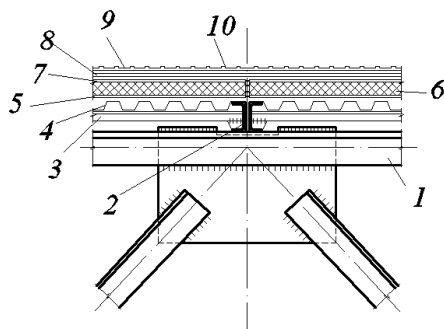


Рис. 2.23. Обпирання каркасних двошарових панелей на ферму:

- 1 – верхній пояс ферми; 2 – поздовжні ребра панелей; 3 – поперечні ребра;
- 4 – сталевий профільований настил; 5 – пароізоляція; 6 – плитний мінераловатний утеплювач; 7 – шар руберойду, наклеєний в заводських умовах; 8 – гідроізоляційний килим із чотирьох-п'яти шарів руберойду;
- 9 – гравійний захист; 10 – вставка з утеплювача

Хвилясті азбестоцементні листи підсиленого профілю обпирають на три прогони з напуском по довжині на 25...30 см і по ширині на півхвилі. Щоб запобігти затіканню води у стиках, похил покрівлі призначають не менш як 1:5. Маса азбестоцементних листів становить близько 20 кг/м².

Сталеві хвилясті листи виготовляють з холоднокатаної сталі товщиною 0,5...1,0 мм та висотою хвилі 30 і 35 мм. Маса цих листів становить 20...25 кг/м². Такі листи для збільшення корозійної стійкості крім цинкового покриття потребують ще й додаткового фарбування, особливо в місцях встановлення болтів для його кріплення до прогонів.

Алюмінієві хвилясті листи мають вищу корозійну стійкість і випускаються товщиною 0,6...1,2 мм з масою 5...7 кг/м². Однак при цьому поверхні контакту алюмінію зі сталлю (прогонами) необхідно захищати спеціальними грунтами для запобігання виникненню електрохімічної корозії або використо-

увати ізолюючі прокладки. Сталеві металеві вироби для кріплення алюмінієвих листів також повинні бути захищені шаром цинку або кадмію.

Похил покрівлі для хвилястих сталевих і алюмінієвих листів призначається не менш як 1:6. Усі хвилясті листи прикріплюють до прогонів сталевими скобами, клямерами або болтами з гаками на кінцях, а під гайки підкладають гумові шайби (рис. 2.24, *а*).

У будівлях з підвищеним виділенням тепла холодні покрівлі можуть бути виконані з плоских сталевих листів товщиною 3...4 мм. Такі листи або вкладаються по прогонах і зварюються суцільними стиковими швами (рис. 2.24, *б*), або входять до складу панелей покриття і також зварюються суцільними швами після монтажу панелей (рис. 2.24, *в*). Внаслідок повної герметичності швів похил покрівлі приймається 1/8...1/12.

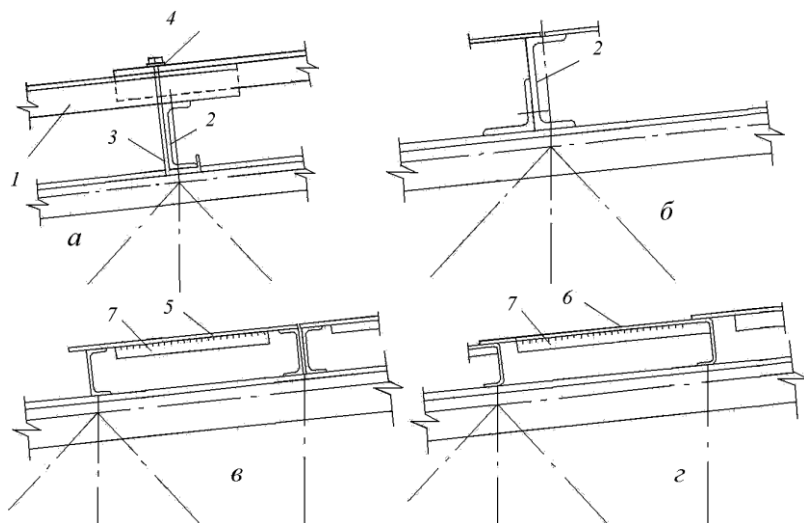


Рис. 2.24. Вузли холодних покрівель:

а – кріплення азбестоцементних листів до прогонів; *б* – кріплення плоских листів до прогонів; *в*, *г* – панелі для холодних покрівель; 1 – хвилястий лист;

2 – прогін; 3 – гак для кріплення настилу; 4 – гумова шайба; 5 – сталевий лист $t = 3...4$ мм; 6 – гнутий лист $t = 3...4$ мм; 7 – ребра жорсткості $t = 4...6$ мм

2.5. Стіновий фахверк та стінові огорожувальні конструкції

Стіновим фахверком називають допоміжний каркас, який влаштовується для кріплення стінового огородження і передачі навантаження від нього на основний каркас та фундаменти. Відрізняють фахверк поздовжніх та торцевих стін. Схема фахверка залежить від кроку колон, типу стінових огорожувальних конструкцій і наявності або відсутності прорізів у стінах.

У разі застосування навісних горизонтальних панелей стінового огородження (залізобетонних, легкобетонних, сталевих каркасних), довжина яких дорівнює кроку рам, вони прикріплюються безпосередньо до основних колон.

У цьому разі необхідності у влаштуванні поздовжнього фахверка немає. Якщо крок рам більший від довжини горизонтальних стінових панелей, між основними колонами встановлюють стояки фахверка (рис. 2.25). При наявності у покритті підкроквяних ферм крок стояків фахверка узгоджується з кроком кроквяних ферм. Стояк фахверка прикріплюється до гальмівних конструкцій підкранових колій і основних конструкцій каркаса в рівні покриття.

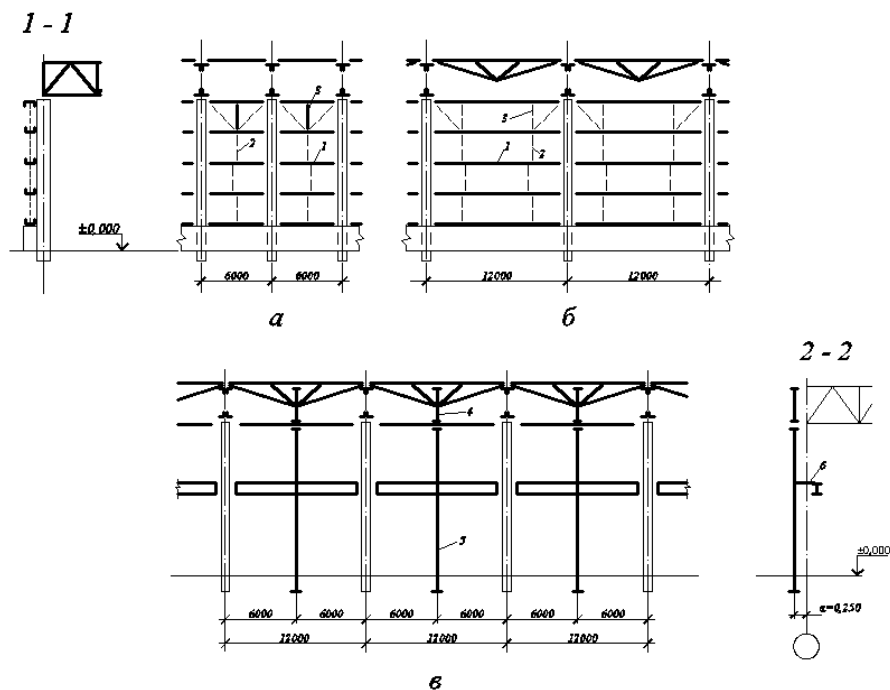


Рис. 2.25. Схеми поздовжнього фахверка:

а, б – розміщення тяжів при кроці колон 6 і 12 м відповідно; *в* – розміщення стояків фахверка; 1 – ригель фахверка; 2 – тяжі (підвіски); 3 – розпірка; 4 – фахверковий стояк; 5 – надколонник; 6 – гальмівна конструкція

Використовують три основні типи конструктивних рішень стояків фахверка (рис. 2.26): стояк сталого перерізу, ступінчастий стояк і складений стояк. Перші два типи стояків шарнірно обпираються на фундамент і прикріплюються у горизонтальному напрямку до гальмівних конструкцій підкранових колій та до в'язей по нижніх поясах кроквяних ферм. Складений стояк має основний стояк та шарнірно з'єднаний з ним надколонник. Надколонник обов'язково розкріплюється в рівні нижніх та верхніх поясів кроквяних ферм.

В решті випадків фахверкові стояки з'єднуються з фермами покриття в рівні розміщення горизонтальних в'язей по покриттю. З'єднання здійснюються за допомогою листового шарніра, здатного передавати тільки горизонтальні зусилля, не заважаючи при цьому вертикальним переміщенням ферм.

При легкому стіновому огороженні та кроці колон 6 м стояки фахверка не встановлюються, а стінові панелі або хвилясті листи прикріплюються до горизонтальних ригелів фахверка (прогонів), які обпираються на основні колони (див. рис. 2.25, *а, б*). При кроці основних колон 12 м можуть бути встановлені додатково стояки фахверка (див. рис. 2.26, *в*).

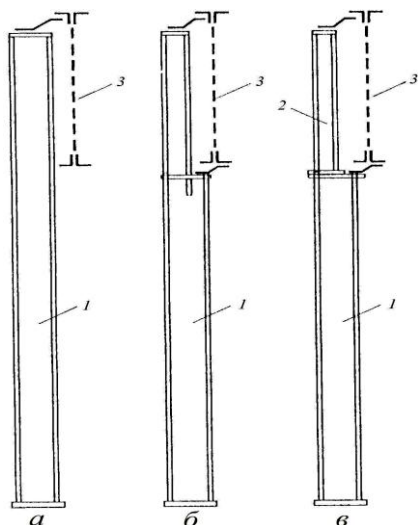


Рис. 2.26. Типи фахверкових стояків:
а – стояк сталого перерізу; *б* – стояк ступінчастий; *в* – стояк складений;
 1 – основний стояк; 2 – надколонник;
 3 – кроквяна ферма

Ригелі фахверка підрозділяються за своїм призначенням на вітрові, що сприймають тільки горизонтальні навантаження, і несучі, що сприймають додатково вертикальні навантаження від власної ваги стінового огороження (рис. 2.27).

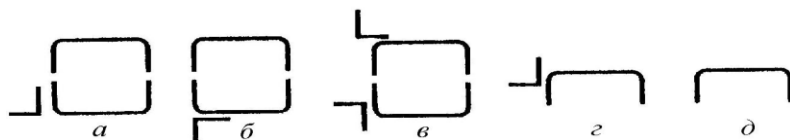


Рис. 2.27. Перерізи фахверкових ригелів стін із тришарових металевих панелей: *а* – надвіконний; *б* – підвіконний; *в* – стиковий; *г* – цокольний; *д* – рядовий

Відстань між вітровими ригелями по висоті визначається несучою здатністю стінового огороження при вітровому навантаженні. Несучі ригелі розташовують у рівні горизонтальних стиків панелей, а також над та під прорізами для вікон і воріт. Вітрові прогони виконуються відкритого профілю з швелерів, а несучі – найчастіше замкнутого коробчастого перерізу з гнутих профілів. Ригелі розраховують, як шарнірно оперті балки, проліт яких дорівнює кроку стояків. Прогин ригеля від вітрового навантаження не повинен перевищувати 1/200 його прольоту за ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення»

[4]. Проліт ригелів у вертикальному напрямку зменшують встановленням тяжів (див. рис.2.25, а, б).

Торцевий фахверк проектується як самонесучий та несучий. Найчастіше використовується самонесучий торцевий фахверк, який складається із стояків, що розташовуються з кроком 6 м, і ригелів стінового огороження (рис. 2.28).

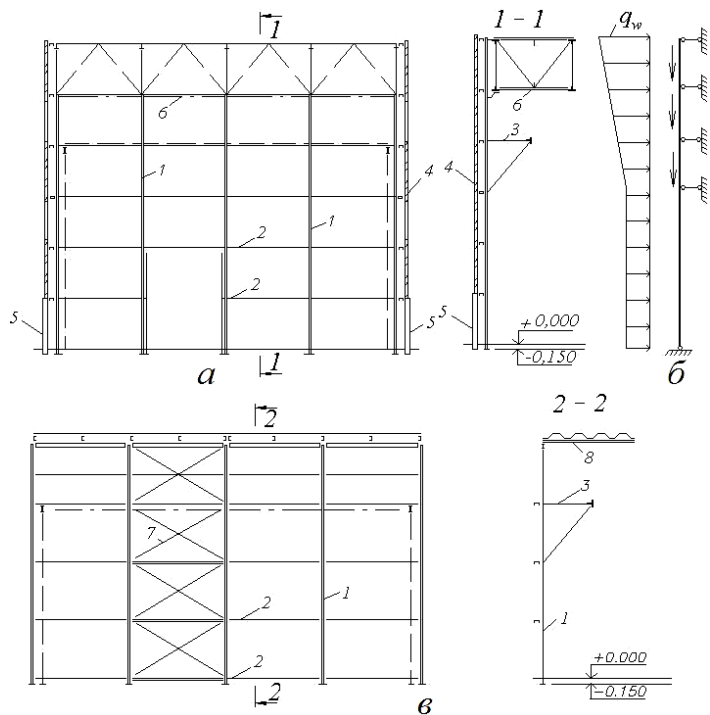


Рис. 2.28. Торцевий фахверк: а – схема самонесучого фахверка; б – розрахункова схема стояка; в – схема несучого фахверка; 1 – стояки фахверка; 2 – ригелі фахверка; 3 – перехідна площадка; 4 – стінове огороження; 5 – цокольна панель; 6 – в'язі по нижньому поясу ригелів; 7 – вертикальні в'язі; 8 – прогони покрівлі

Стояки торцевого фахверка, як правило, шарнірно обпираються на фундамент і розкріплюються до вітрової ферми та поясів підкрівляної ферми у горизонтальному напрямку (рис. 2.28, б). У випадках, коли не передбачається у майбутньому розширення будівлі, торцевий фахверк можна запроектувати несучим, тобто таким, що сприймає навантаження від покриття. На стояки такого фахверка кроквяна ферма по крайньому ряду не встановлюється, в рівні верха стояків торцевого фахверка встановлюються обв'язувальні балки, які можуть бути запроектовані як за розрізною, так і за нерозрізною схемою. Для забезпечення поперечної жорсткості стояки розкріплюються вертикальними в'язями (рис. 2.28, в).

У відносно коротких та високих будівлях несучий торцевий фахверк доцільно включати в розрахункову просторову схему будівлі. При достатній горизонтальній жорсткості вертикальних в'язей такий торець являє собою жорстку опору для диска покриття, сприймає горизонтальні навантаження від вітру і кранів, зменшує розрахункову довжину і моменти в основних колонах.

Стояки фахверка за своїм конструктивним рішенням бувають сталого та змінного перерізу по висоті. Стояки сталого перерізу є найпростішими і використовуються найчастіше. Стояки ступінчасті мають зменшену висоту перерізу в межах висоти ригеля рами і використовуються, якщо габарит ригеля заважає розмістити стояк сталого перерізу. Стояки фахверка розраховують як позацентрово-стиснуті колони на навантаження від вітру і ваги стінового огороження.

У сучасних промислових будівлях стіни виконуються з навісних панелей і, як правило, застосовується стрічкове скління.

За призначенням стінові панелі підрозділяються на дві групи: для використання в неопалюваних та опалюваних будівлях. Вони відрізняються теплоізолювальними властивостями, а за типом використовуваного матеріалу бувають бетонними (залізобетонними), металевими та з азбестоцементних листів.

Бетонні панелі для неопалюваних будівель виготовляються з важкого залізобетону або легких бетонів (перлітобетону, керамзитобетону тощо). Їхньою характерною особливістю є те, що холодні панелі можуть бути використані у будь-якому кліматичному районі. Деякі характеристики панелей неопалюваних будівель наведені в Додатку табл. Д. 2.1.

У сучасному будівництві з метою зменшення власної ваги конструкцій стінове огороження неопалюваних будівель доцільно виконувати з азбестоцементних листів підсиленого профілю або сталевих профільованих листів. Азбестоцементні листи прикріплюють до ригелів фахверка, які розташовують з кроком 1,3 м, за допомогою гаків з гайками (рис. 2.29, а).

Стінове огороження із сталевих профільованих листів прикріплюють до прогонів самонарізними болтами (рис. 2.29, б). Крок ригелів залежить від типу профнастилів та вітрового району будівництва і становить 2,4...4 м. На відміну від стін з бетонних панелей у металевих стінах найчастіше використовують вертикальне розташування елементів обшивки з метою зменшення кількості та скорочення довжини горизонтальних стиків у зв'язку зі складністю забезпечення їхньої герметичності. Проте для деяких типів панелей, зокрема каркасного типу, може бути і горизонтальне розташування.

При вертикальному розташуванні панелей стрічкове скління передбачають, як правило, в одному ярусі безпосередньо над цоколем, хоча, зрозуміло, допускаються і винятки. Легке стінове огороження влаштовують від верху цокольної частини висотою 0,9...1,2 м (яка може бути виконана з бетонних панелей або цегли, що менше пошкоджуються при випадкових ударах) до низу віконних прорізів (при їх розташуванні вище цоколя) або до верху парпету (для глухих стін).

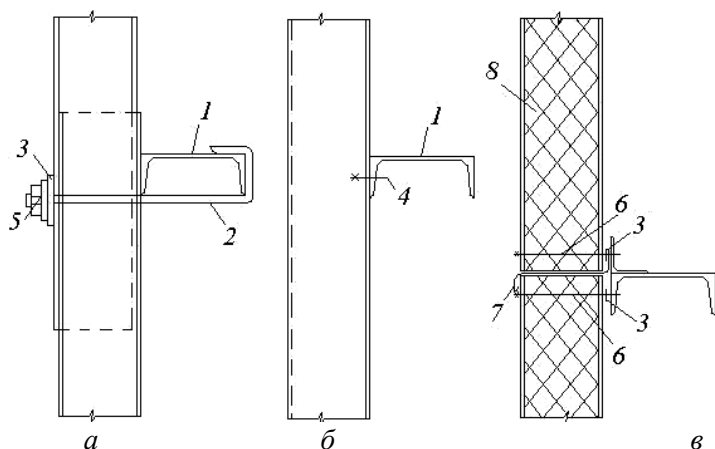


Рис. 2.29. Кріплення легкого стінового огородження до ригелів фахверка:
 а – з азбестоцементних листів; б – із сталевого профільованого настилу;
 в – із тришарових панелей; 1 – ригель фахверка; 2 – гак з прутка Ø 12 мм;
 3 – гідроізолювальна прокладка; 4 – короткий самонарізний гвинт; 5 – гайка;
 6 – довгий самонарізний гвинт; 7 – гнутий профіль; 8 – утеплювач

Як і покрівля, стінове огороження або виконується пошаровим складанням на монтажі, або виготовляється на заводі у вигляді тришарових панелей з ефективним утеплювачем. Безкаркасні тришарові стінові панелі за конструкцією аналогічні панелям, що використовуються для покрівлі. Довжина панелей від 2,4 до 12 м (кратна 0,6 м), ширина до 1 м і товщина 40...150 мм залежно від утеплювача та району будівництва. Велика довжина панелі дозволяє зменшити кількість поперечних стиків і навіть обійтися без них.

Для стінових панелей використовується стіновий профільований настил з меншою висотою гофра і товщиною листа порівняно з профнастилом для покрівлі. Стінові панелі можуть мати як однакові за профілем внутрішні та зовнішні листи обшивки, так і різні. Маса їх залежно від марки профільованого настилу, товщини і типу утеплювача становить 12...20 кг/м².

Стіни пошарового складання виконуються у процесі монтажу, який полягає в послідовному утворенні шарів обшивок і розташованого між ними утеплювача. Можливі три варіанти конструктивного рішення стінового огороження такого типу (рис. 2.30):

1) зовнішня гофрована обшивка, середній шар плитного утеплювача і внутрішня гофрована обшивка розташовані з зовнішньої сторони ригеля фахверка (рис. 2.30, а);

2) зовнішня гофрована обшивка і утеплювач розташовані з зовнішньої сторони ригеля, а внутрішня обшивка – зсередини будівлі (рис. 2.30, б);

3) з зовнішньої сторони ригеля розташована тільки зовнішня обшивка, а утеплювач і внутрішня обшивка прикріплюються до ригеля зсередини будівлі (рис. 2.30, в).

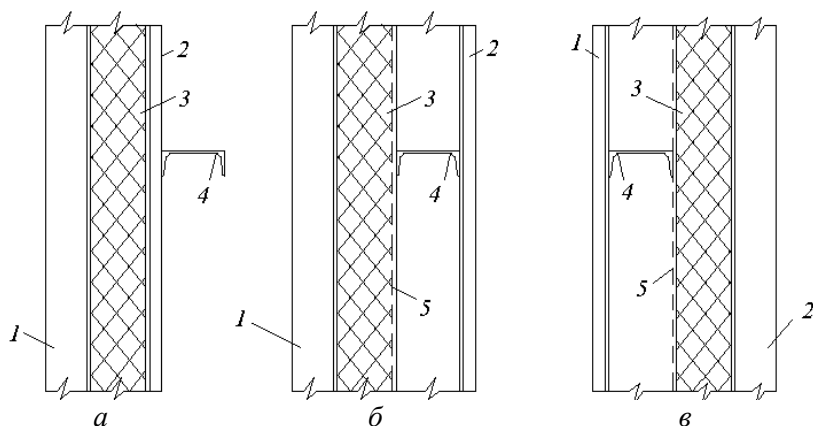


Рис. 2.30. Конструкції утеплених стін із пошаровим монтажем:
1, 2 – відповідно зовнішня і внутрішня обшивки; 3 – утеплювач;
4 – ригель фахверка; 5 – монтажна сітка

З точки зору зручності монтажу остання конструкція найбільш раціональна, особливо при зведенні в зимових умовах. Це пояснюється тим, що з зовнішньої сторони будівлі ведуться роботи тільки з закріплення зовнішньої обшивки, а більшість робіт з монтажу утеплювача і внутрішньої обшивки виконується вже у закритому приміщенні.

Як утеплювач використовуються напівжорсткі та жорсткі мінераловатні плити, а також плити з пінополіуретану. При використанні мінераловатних плит на синтетичній основі необхідно вживати конструктивних заходів проти їх можливого осідання. Можливе використання й інших утеплювачів, таких як рулонні скловатні мати. З внутрішньої сторони будівлі завжди використовується профільований настил з меншою висотою гофра, ніж із зовнішньої.

Конструкції стін, що складаються на монтажі, не відзначаються високою технологічністю, і їх зведення вимагає значних витрат часу.

На відміну від стін пошарового монтажу використання стінових металевих каркасних панелей (рис. 2.31). дозволяє покращити якість огороження, скоротити строки і трудомісткість монтажних робіт.

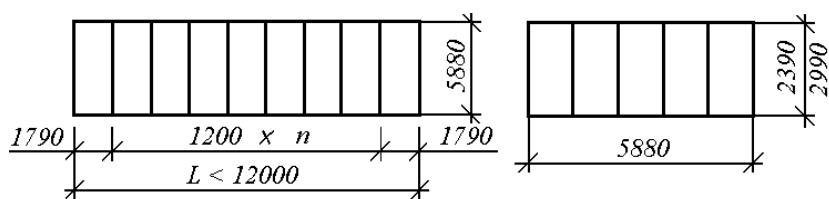


Рис. 2.31. Схеми каркасів стінових панелей

Такі панелі складаються із зварної рами (вертикальні стояки та горизонтальні ригелі) і прикріпленої до неї зовнішньої та внутрішньої обшивок, між якими знаходиться утеплювач (найчастіше мінераловатні плити).

Ширина основних панелей для стін становить 6 м, а висота встановлюється при проектуванні від 2,4 до 6 м (кратна $6M=0,6$ м). Панелі на будівельному майданчику складають з елементів заводського виготовлення і встановлюють на опорні столики, приварені до колони, або на цоколь.

2.6. Просторова жорсткість металевих каркасів

За допомогою в'язей плоскі поперечні рами каркасів об'єднують в єдину просторову систему, здатну сприймати навантаження різних напрямків, що діють на будівлю, і передавати їх на фундаменти.

У сталевих каркасах розрізняють в'язі по покриттю, ліхтарях і колонах (основних та фахверкових). Схеми в'язей призначають залежно від генеральних розмірів будівлі, кроку колон, виду і групи режимів роботи кранів, а також особливостей конструктивних рішень (конструкції покриття, схеми ферм тощо).

В кожному температурному блоці передбачається самостійна система в'язей. В'язі працюють сумісно з іншими конструктивними елементами каркаса і виконують цілий ряд функцій, серед яких основними є:

- забезпечення геометричної незмінюваності каркаса;
- забезпечення просторової роботи каркаса при дії локальних поперечних навантажень;
- сприйняття горизонтальних поздовжніх навантажень на каркас (від вітру на торець будівлі, поздовжнього гальмування кранів) і передача їх на фундаменти;
- забезпечення стійкості стиснутих елементів каркаса за рахунок зменшення їхніх розрахункових довжин;
- забезпечення закріплення конструкцій у процесі монтажу.

В'язі по покриттю. В'язі по покриттю підрозділяють на горизонтальні поперечні і поздовжні та вертикальні.

Відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [3] поперечні горизонтальні в'язі необхідно передбачати в рівні верхнього або нижнього поясів кроквяних ферм у кожному прольоті будівлі по торцях температурних блоків. У місцях розташування горизонтальних поперечних в'язей необхідно також передбачати вертикальні в'язі між фермами. За допомогою поперечних горизонтальних і вертикальних в'язей, що з'єднують між собою дві суміжні кроквяні ферми, утворюються жорсткі просторові блоки, до яких приєднуються ригелі проміжних рам. Такі блоки обов'язково розміщують у торцях будівлі або температурного відсіку, а при їхній довжині понад 144 м – і на проміжних ділянках (рис. 2.32, 2.33).

При відсутності кроквяної ферми в торці будівлі поперечні в'язі встановлюють між першими двома фермами, передаючи горизонтальні навантаження від торця на жорсткий блок спеціальними розпірками.

Вертикальні в'язі між фермами в жорсткому блоці розміщують по його торцях, а також по гребеню покрівлі та під зовнішніми стояками ліхтарів. Їх

проектують як окремі відправні елементи у вигляді ферм, схеми яких залежать від прольоту (6 або 12 м) і конструкції прогонів покриття (рис.2.34).

При наявності жорсткого диска покриття горизонтальні поперечні в'язі розміщують тільки в рівні нижніх поясів ферм, що входять до складу жорсткого блока, але при цьому передбачають інвентарні тимчасові в'язі в рівні верхніх поясів для вивірнення конструкцій і забезпечення їхньої стійкості під час монтажу. Вертикальні в'язі в цьому разі розміщують з кроком 6 м поперек прольоту.

У будівлях з підвісними кранами вертикальні в'язі доцільно розташовувати в площинах підвіски кранових колій.

Проміжні ригелі (кроквяні ферми) з'єднують із жорстким просторовим блоком, використовуючи для цього розпірки та розтяжки. У рівні нижніх поясів розпірки розташовують по осях колон, а розтяжки – в середній частині прольоту для зменшення гнучкості розтягнутих поясів з площини рами. Як правило, при прольотах 24...36 м вистачає однієї розтяжки, яку розміщують у площині вертикальної в'язі в середині прольоту або найближчої до середини.

Несучі елементи покрівлі – прогони або ребра залізобетонних плит, а також балки ліхтарних панелей – виконують роль горизонтальних в'язей (розпірок) у рівні верхніх поясів кроквяних конструкцій. У цьому ж рівні додатково розташовують горизонтальні поперечні в'язі в торцях ліхтарів і розпірки в межах ліхтарів, а також розпірки вздовж рядів колон у покриттях із застосуванням залізобетонних плит. У безліхтарних будівлях розпірки завжди встановлюють у середині прольоту – в площині розташування вертикальної в'язі.

Поздовжні горизонтальні в'язі в площині нижніх поясів кроквяних ферм слід передбачати вздовж крайніх рядів колон в будівлях з мостовими опорними кранами груп режимів роботи 6К – 8К, в покриттях із підкроквяними фермами, в одно- і двопролітних будівлях – з мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т і більше, а при позначці низу кроквяних конструкцій понад 18 м – незалежно від вантажопідйомності кранів.

Поздовжні в'язі розміщуються на ширині, що дорівнює довжині опорної панелі нижнього пояса кроквяної ферми (див. рис. 2.32, 2.33).

У будівлях із кількістю прольотів до трьох поздовжні в'язі розміщують вздовж крайніх рядів колон, а при кількості прольотів більше трьох ці в'язі слід розміщувати також вздовж середніх рядів колон не рідше як через проліт у будівлях із кранами груп режимів роботи 6К – 8К і через два прольоти – в інших будівлях.

При закріпленні сталевого профільованого настилу до несучих конструкцій покриття він може розглядатися як додаткова горизонтальна в'язь [9]. Як елементи горизонтальних (у вигляді розпірок) або вертикальних в'язей можуть бути використані й наскрізні прогони (рис. 2.35). Особливо це характерно для суцільностінчастих ригелів, висота яких занадто мала для влаштування вертикальних в'язей у вигляді ферм.

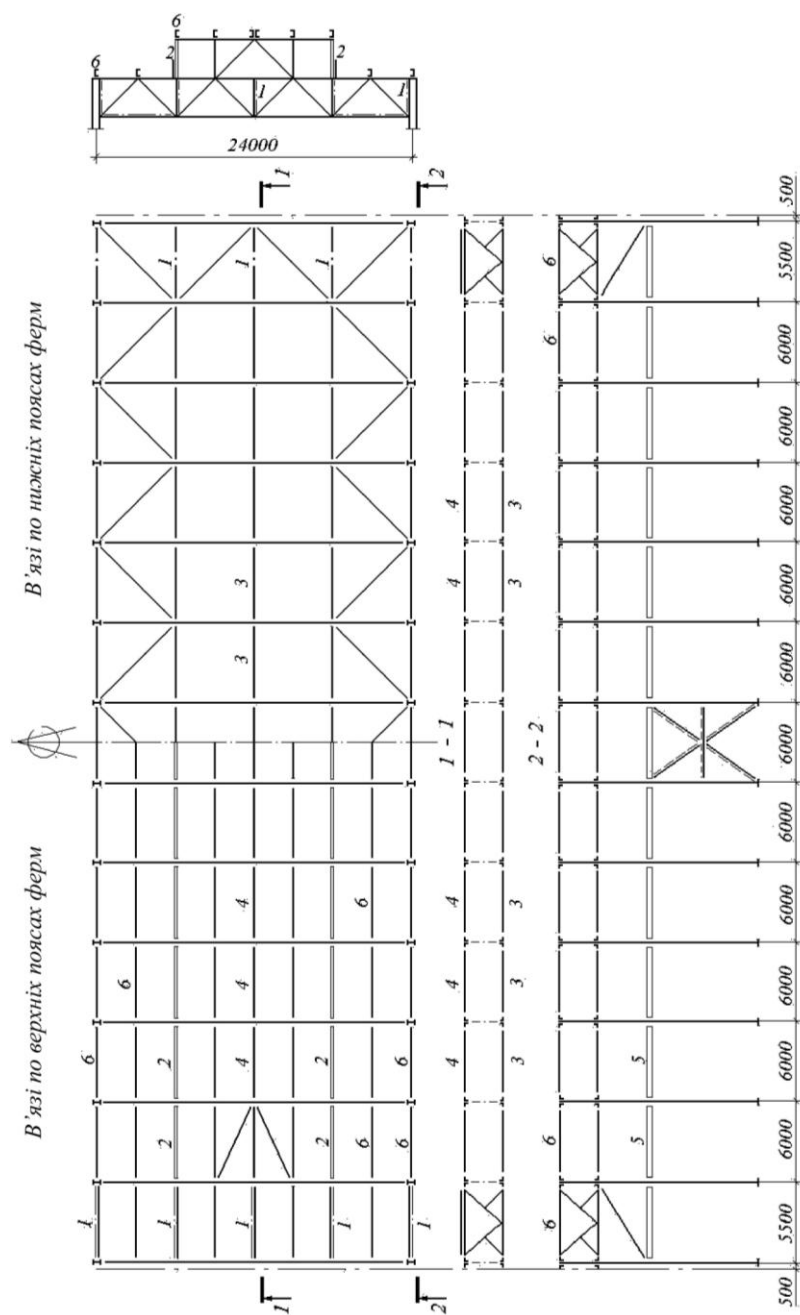


Рис. 2.32. Схема в'язей каркаса при прогонному рішенні та кроці ферм 6 м:

1 – вертикальні в'язі між фермами; 2 – ліхтарна панель; 3 – розтяжка;

4 – розпірка; 5 – підкранова балка; 6 – прогони

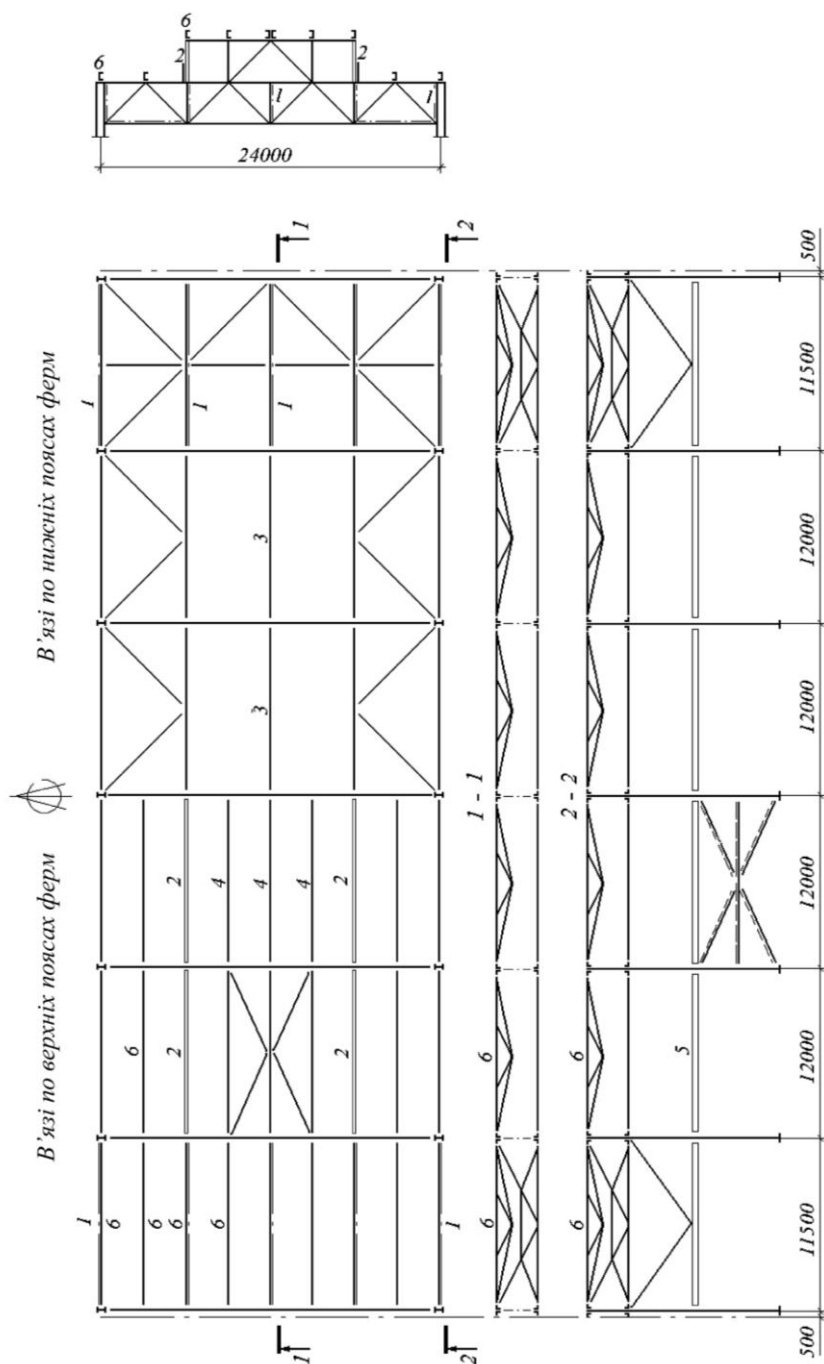


Рис. 2.33. Схема в'язей каркаса при прогонному рішенні та кроці ферм і колон 12 м:

1 – вертикальні в'язі між фермами; 2 – ліхтарна панель; 3 – розтяжка; 4 – розпірка;
5 – підкранова балка; 6 – прогони

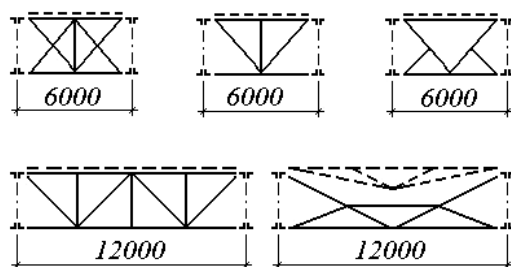


Рис. 2.34. Схеми вертикальних в'язей покриття

Поздовжні горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм забезпечують сумісну роботу плоских рам при горизонтальних навантаженнях, у першу чергу при навантаженні від поперечного гальмування візків кранів із вантажем.

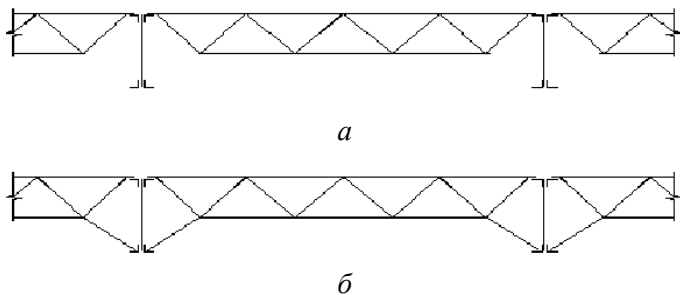


Рис. 2.35. Варіанти включення решітчастих прогонів у просторову роботу каркасу будівлі: *а* – розпірки по верхніх поясах ригелів (розрізна схема);
б – розкріплення нижнього пояса ригелів (нерозрізна схема)

В'язі ліхтарів за призначенням і схемою аналогічні в'язям по кроквяних фермах. При наявності жорсткого диска покриття в торцях ліхтарів встановлюються вертикальні в'язі з кроком 6 м у поперечному напрямку (рис. 2.36, *а*). При покритті з азбестоцементних листів, які не мають достатньої горизонтальної жорсткості, по верхніх поясах у торцях ліхтарів встановлюють поперечні горизонтальні в'язі та вертикальну в'язь по середній осі (рис. 2.36, *б*). При великій довжині ліхтаря вертикальні й горизонтальні в'язі передбачаються і в проміжних ділянках ліхтаря. Проміжні поперечні ригелі рам ліхтарів прикріплюються розпірками до в'язевих блоків.

При конструюванні в'язей слід керуватися такими міркуваннями:

- кути нахилу осей в'язевих елементів приймають не менш як 30° , тому що при менших кутах ускладнюється конструювання вузлів їхнього спряження між собою і з елементами каркаса;

- довжина кожного в'язевого елемента не повинна перевищувати 12 м, при більшій довжині слід перевіряти прогин елемента і за необхідності слід передбачати заходи щодо запобігання його провисанню;
- осі елементів в'язей центрують на центри вузлів наскрізних несучих конструкцій, проте допускається й деяке розцентрування в межах 200...300 мм;
- в'язі закріплюють безпосередньо до елементів несучих конструкцій без фасонки (за можливості).

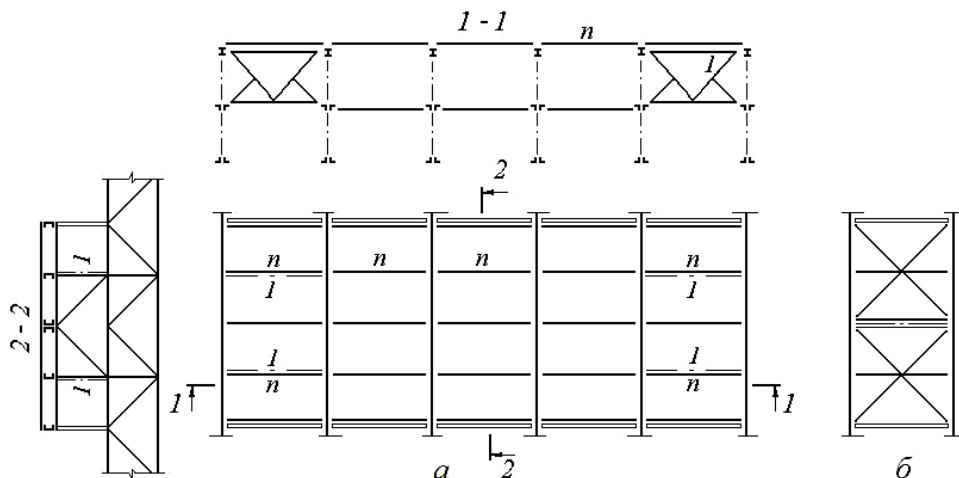


Рис. 2.36. В'язі по ліхтарях:

a – при жорсткому диску покриття; *б* – при покрівлях з азбестоцементних листів; *n* – прогони; 1 – вертикальні в'язі

Гнучкість елементів в'язей не повинна перевищувати граничних значень. При статичному навантаженні гранична гнучкість стиснутих в'язей по покриттю (розпірок, усіх елементів вертикальних в'язей, розкосів горизонтальних в'язевих ферм при трикутній решітці) становить $\lambda_u = 200$, а для розтягнутих, до яких належать розкоси хрестової решітки і розтяжки, $\lambda_u = 400$ (табл. Д.4.10 – Д.4.11).

З огляду на те, що зусилля у в'язях відносно малі, при прольотах кроквяних ферм до 30 м поперечні перерізи в'язей достатньо підбирати тільки за умовою забезпечення гнучкості. У цьому разі після компоновання схеми в'язей покриття для відповідного елемента визначається необхідний радіус інерції поперечного перерізу:

$$i_{cal} = \frac{l_{ef}}{\lambda_u},$$

де l_{ef} – довжина в'язевого елемента, що береться за схемою в'язей; λ_u – гранична гнучкість відповідно розтягнутого або стиснутого елемента.

Монтажні кріплення в'язей до несучих конструкцій, як правило, здійснюються на болтах. Горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм у будівлях з мостовими кранами, режим експлуатації яких відповідає групі 8К, закріплюються зварюванням або високоміцними болтами. В'язі по верхніх поясах не повинні виступати вище пояса, щоб не заважати розміщенню несучих елементів покриття. Якщо в'язь проектується з кутиків, то площину їхніх горизонтальних полиць суміщають з рівнем горизонтального пояса, а вертикальні полиці спрямовують всередину габариту кроквяної конструкції.

В'язі по колонах. Вертикальні в'язі між колонами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса в поздовжньому напрямку та беруть участь у передачі зусиль від вітрового навантаження, що діє на торець будівлі, і поздовжнього гальмування мостових кранів на фундаменти. Їх встановлюють по всіх поздовжніх координаційних осях будівлі і, як правило, між одними й тими самими поперечними осями.

У безкранових будівлях та будівлях, обладнаних підвісними кранами, вертикальні в'язі розміщуються від рівня чистої підлоги до опорного вузла ригеля покриття (рис. 2.37, а). У будівлях з мостовими опорними кранами (рис. 2.37, б) в'язі між колонами розміщують у двох ярусах – вище та нижче підкранових балок (див. також рис. 2.32, 2.33).

В'язі верхнього ярусу встановлюють між тими колонами, де розташовані жорсткі просторові блоки покриття: в торцях будівлі або температурних відсіків, а також на проміжних ділянках при довжині будівлі понад 144 м.

В'язі нижнього ярусу розміщують у середній частині будівлі або температурного відсіку, об'єднуючи ними дві (рідше три, якщо вимагає розрахунок) суміжні колони. У місцях встановлення вертикальних в'язей нижнього ярусу в рівні верхніх поясів підкранових конструкцій завжди передбачають гальмівні балки зі стінкою із суцільного листа незалежно від ширини гальмівної конструкції. На інших ділянках гальмівні конструкції можуть виконуватися наскрізними. Вертикальні в'язі першого і другого ярусу разом з колонами, підкрановою і гальмівною балками, а також розпірками покриття утворюють вертикальний жорсткий диск, до якого приєднуються інші колони за допомогою поздовжніх елементів.

При великій відстані від вертикальних в'язей до крайніх колон останні можуть мати значні переміщення у поздовжньому напрямку, обумовлені температурними деформаціями, а також внаслідок піддатливості кріплень поздовжніх елементів до колон.

У довгих будівлях вертикальні в'язі встановлюються у декількох панелях, які зміщуються до середини температурних блоків (рис. 2.37, б). Це пов'язано з необхідністю забезпечення вільних поздовжніх деформацій каркаса при перепаді температур.

Залежно від найбільшої допустимої довжини температурного блоку l_u вертикальні в'язі в межах висоти колон мають задовольняти такі умови:

– відстань від торця температурного блока до осі найближчої в'язі не повинна перевищувати $0,5l_u k_1$;

– відстань між осями вертикальних в'язей при їх влаштуванні в декількох місцях не повинна перевищувати $0,3l_u k_1$, де $l_u k_1$ – найбільші довжина блока за табл. 2.1 з урахуванням коефіцієнту k_1 за формулою (2.2).

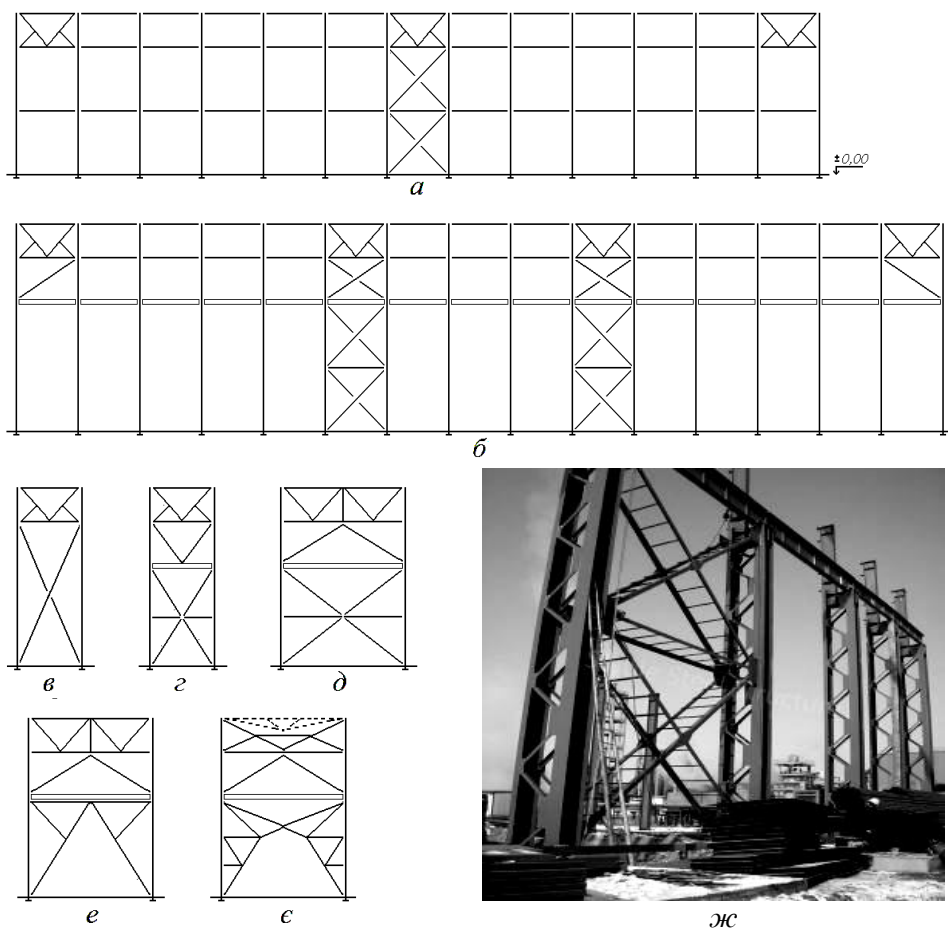


Рис. 2.37. Вертикальні в'язі по колонах: *а* – у безкранових каркасах і з підвісними кранами; *б* – з мостовими опорними кранами; *в, г, д, е, е* – схеми в'язей; *ж* – двоплощинні в'язі нижнього ярусу наскрізних ступінчастих колон (в процесі будівництва)

Так само, як і при визначенні допустимої довжини температурного блоку, максимальна відстань між в'язями може бути збільшена. Але при цьому необхідно виконати нелінійний розрахунок усього каркасу на кліматичні тем-

пературні навантаження з урахуванням жорсткості огорожувальних конструкцій, піддатливості вузлів та непружних деформацій конструкцій.

Вертикальні в'язі компонують залежно від висоти будівлі та кроку колон, а також необхідності влаштування проходу або проїзду між колонами по середніх рядах (рис. 2.37, *в – є*). Найбільшого поширення набула хрестова система в'язей. Враховуючи, що раціональний кут нахилу елементів в'язей до горизонту становить $35...55^\circ$, при кроці колон 6 м і висоті підкранової частини до 8,5 м в'язі виконують з двох пар перехресних розкосів (рис. 2.37, *а, б*), при більшій висоті – з чотирьох або шести пар. Для зменшення довжин елементів хрестової решітки можна передбачити розпірку, що проходить крізь центральний вузол (рис. 2.37, *г, д*). При значній висоті підкранової частини колони для їхньої розв'язки з площини рам можливе розміщення розпірок по довжині будівлі або температурного відсіку (див. рис. 2.37, *а*). Необхідність у них встановлюється при перевірці стійкості нижньої частини колони з площини поперечної рами. В'язі по середніх рядах колон найчастіше проектують порталними (рис. 2.37, *е, є*).

В'язі верхнього ярусу також проектують з хрестовою решіткою, якщо висота надкранової частини колони дозволяє забезпечити раціональний кут нахилу в'язевих елементів (рис. 2.37, *б*). При обмеженій висоті використовують $\vee$ - або $\wedge$ -подібні схеми (рис. 2.37, *г – є*). У торцях будівлі для забезпечення свободи температурних деформацій можливо встановити тільки один розкіс, який працює тільки на розтяг від навантажень, що діють вздовж будівлі (рис. 2.37, *б*).

Враховуючи, що елементи в'язей мають значну довжину (особливо при кроці колон 12 м), вирішальною при виборі перерізів в'язей стає умова перевищення граничної гнучкості. Для стиснутих в'язей по колонах вище підкранових балок гранична гнучкість становить 200, а для розтягнутих – 400. Для в'язей, розміщених нижче підкранових балок, відповідно $210 - 60\alpha$ ($\alpha \geq 0,5$ – відношення фактичного зусилля в елементі до його несучої здатності) та 300.

В'язі верхнього ярусу і колон безкранових будівель розташовують по осі колон, якщо ширина перерізу колони не перевищує 600 мм. При більшій ширині перерізу в'язі передбачають у площині кожної полиці перерізу. Між собою гілки парних в'язей з'єднують розкосами або планками.

В'язі нижнього ярусу наскрізних ступінчастих колон завжди проектують двоплощинними, розташовуючи їх у площині кожної гілки колони незалежно від типу її перерізу – наскрізного чи суцільного (рис. 2.37, *ж*).

Кріплення вертикальних в'язей до колон здійснюють на болтах класів точності *B* або *C*, а в будівлях з кранами груп режимів роботи 6К–8К фасонки після вивірення колон додатково обварюють або виконують з'єднання на високоміцних болтах.

2.7. Компонування поперечної рами каркасу одноповерхової однопролітної будівлі

Призначаючи розміри поперечних рам каркасів, треба керуватися в першу чергу технологічним завданням на проектування, в якому вказуються габарити технологічного і вантажопідймального обладнання. Вертикальні розміри рами прив'язують до умовної нульової позначки, за яку приймають рівень чистої підлоги, а горизонтальні – до координаційних осей будівлі.

Компонування поперечної рами слід виконувати з дотриманням рекомендацій *ДСТУ Б В.1.3-3:2011 «Модульна координація розмірів у будівництві»* та *ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будівлі підприємств. Параметри»*. Модульні розміри будівлі або секції формуються виходячи, по-перше, з функціональних вимог, та, по-друге, з економічної доцільності, бо саме так створюється можливість застосування можливо меншої кількості різнотипних первинних планувальних та конструктивних елементів.

Модульна висота будівлі H_0 (відстань від рівня чистої підлоги до низу ферми) має бути заокруглення до величини укрупненого модуля 3М (для висот до 3,6 м) та 6М (для висот понад 3,6 м). До неї входять: максимальна висота підйому гака крану, необхідна для даного виробництва, габаритні розміри крану по висоті від верхнього положення його гака до верхнього контура його конструкцій і механізмів, мінімально допустимого наближення крану до кроквяних конструкцій, що дорівнює 100 мм, а також розміру граничного прогину несучих конструкцій покриття. Граничний прокин визначається за *ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення»* [4], деякі значення наведені в Додатку табл. Д.4.9. Практично останній розмір приймається з урахуванням виступаючих елементів покриття та в'язей таким, що дорівнює 200...400 мм.

Будівлі з мостовими опорними кранами (рис. 2.38, а, б). Вертикальні розміри визначають з урахуванням габаритів кранового обладнання і позначки рівня головки рейки H_1 , яка залежить від необхідної висоти підйому гака крана. Визначальними габаритними розмірами крана є висота моста крана H_{cr} (відстань від головки рейки до верхньої точки візка крана), звис моста крана B_{cr} (ширина виступаючої частини моста крана за вісь рейки) та проліт крана L_{cr} (відстань між осями кранових рейок) (рис. 2.38, в). Габарити та інші вихідні дані щодо кранів, необхідні для проектування, слід приймати за стандартами на крани або каталогами заводів-виробників. Для навчального проектування можна скористатися даними, наведеними в табл. Д.2.7.

Необхідну відстань від головки рейки до низу ригеля (кроквяної ферми) визначають за формулою

$$H_2 = H_{cr} + c + 100 \text{ мм}, \quad (2.4)$$

де 100 мм – мінімально допустимий габарит наближення крану до кроквяних конструкцій; c – зазор, який враховує прогин ригеля і габарит виступаючих вниз елементів, а також можливе провисання в'язей. При komponуванні рами можна приймати $c = 200$ мм при прольотах $L=18$ і 24 м, $c = 300$ мм при $L=30$ м

і $c = 400$ мм при $L=36$ м. Для ферм, що виготовляються з будівельним підйомом (для прольотів 36 м та більше), розмір c можна не враховувати.

Корисна висота будівлі становитиме:

$$H_0 = H_1 + H_2. \quad (2.5)$$

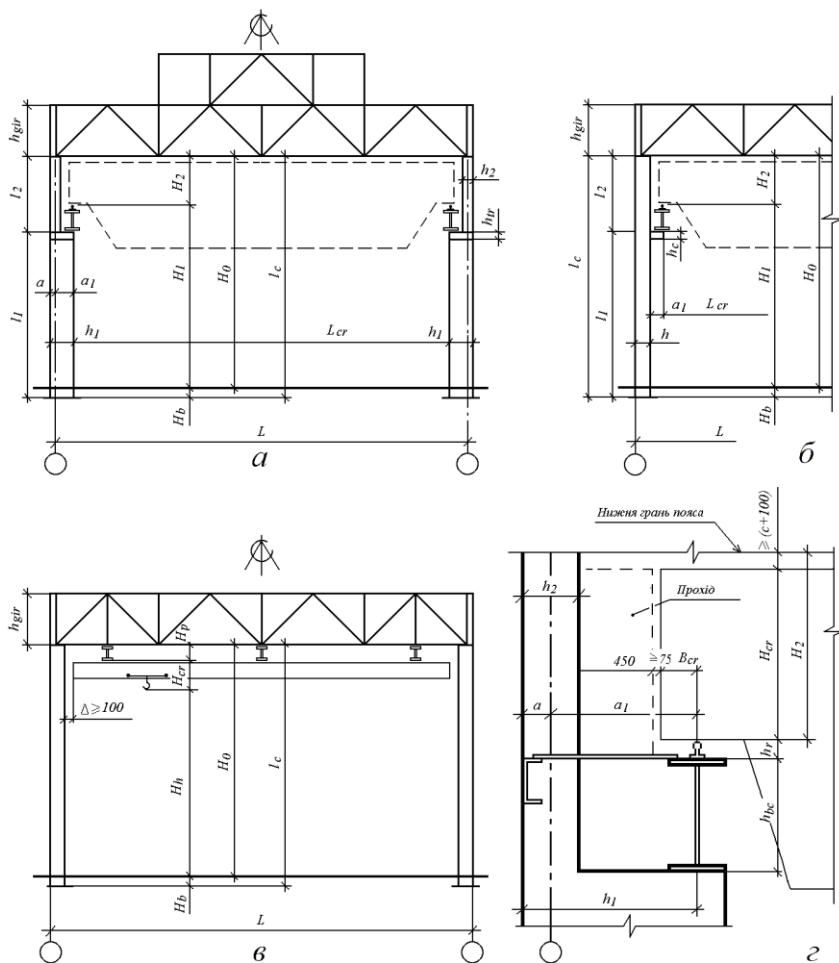


Рис. 2.38. До компоновання поперечних рам: а, б – з мостовими опорними кранами; в – з підвісними опорними кранами; г – визначення розмірів при проході збоку

За умови застосування уніфікованих огорожувальних конструкцій та віконного обрамлення необхідно H_2 приймати кратним 200 мм, а H_0 кратним 600 мм (або 300 мм при $H_0 \leq 3,6$ м). При необхідності значення H_0 за (2.5) коригують, збільшуючи H_1 і зберігаючи H_2 за (2.4) без змін. У разі, коли в прольоті знаходяться мостові опорні крани різної вантажопідйомності, розмір H_2 визначають за габаритами крана більшої вантажопідйомності.

Довжина верхньої надкранової частини колони визначається, як відстань від низу ригеля до низу підкранової балки:

$$l_2 = H_2 + h_r + h_{bc}, \quad (2.6)$$

де h_r – висота кранової рейки; h_{bc} – висота підкранової балки.

Висоти типових підкранових балок і кранових рейок для кранів різної вантажопідйомності наведені в табл. Д.2.7. Для виконання курсового проекту висоту підкранової балки можна також призначити орієнтовно в межах $(1/8 \dots 1/12)B$ (B – проліт підкранової балки, що дорівнює кроку колон), а в процесі проектування уточнити Довжина нижньої (підкранової) частини колони визначається, як відстань від низу підкранової балки до низу бази колони:

$$l_1 = H_0 - l_2 + H_b, \quad (2.7)$$

де H_b – заглиблення бази колони нижче рівня чистої підлоги (нульової позначки).

Для колон виробничих будівель без кранів або при наявності кранів загального призначення вантажопідйомністю до 50 т позначку верха фундаменту рекомендується призначати такою, що дорівнює $-0,15$ м ($H_b = 150$ мм). В інших випадках заглиблення колони нижче нульової позначки приймають таким чином, щоб верх бази (траверс, ребер, анкерних болтів) не доходив до рівня чистої підлоги на $50 \dots 100$ мм. На стадії компонування поперечної рами можна призначити $H_b = 400 \dots 1000$ мм, залежно від вантажопідйомності кранів. Слід зауважити, що в практиці будівництва все частіше спостерігаються випадки розміщення верху фундаментів на рівні чистої підлоги. Це характерно для каркасів безкранових будівель, колони яких мають бази без траверс.

Повна довжина колони буде:

$$l_c = H_0 + H_b. \quad (2.8)$$

Якщо ферма обпирається на колону зверху, то на колоні поруч з фермою розташовується надколонник – опорний стояк, який проектується як окремий відправний елемент. Довжину цього стояка приймають приблизно на 150 мм більшою від висоти ферми на опорі.

При виборі схеми ферми доцільно орієнтуватися в першу чергу на уніфіковані схеми ферм, а при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні можна приймати ферму за індивідуальною схемою. При цьому необхідно пам'ятати, що похил верхнього пояса до горизонту залежить від типу покрівлі.

Висоту підкранової траверси в ступінчастих колонах призначають орієнтовно $h_{tr} = (0,4 \dots 0,8)h_1$, де h_1 – ширина перерізу нижньої частини колони.

Висоту підкранової консолі h_c у випадку колон сталого перерізу призначають у межах $(0,8 \dots 1,0)h$, де h – ширина перерізу колони в площині рами (рис. 2.38, б). На наступному етапі проектування h_{tr} і h_c можна уточнити, а деяка наближеність у їх визначенні практично не впливає на точність визначення зусиль.

Горизонтальні розміри рами визначають на підставі заданого прольоту будівлі та відстані a_1 від поздовжньої координатної осі до осі кранової рей-

ки. Розмір a_1 здебільшого приймається кратним 250 мм і для крайніх ступінчастих колон має відповідати умові:

$$a_1 \geq (h_2 - a) + B_{cr} + \Delta, \quad a_1 = h_1 - a, \quad (2.9)$$

де h_2 і h_1 – ширина перерізів відповідно надкранової і підкранової частин колони; B_{cr} – звис моста крана; a – прив'язка зовнішньої грані колони до поздовжньої координаційної осі, яка приймається такою, що дорівнює 0 або 250 мм, або 500 мм; $\Delta = 75$ мм – мінімальний зазор між мостом крана і колоною за умовами техніки безпеки. При наявності проходу збоку від колони (крани груп режимів роботи 7К і 8К) розмір a_1 треба збільшити на 450 мм (400 мм – мінімальна ширина проходу, 50 мм – огороження).

Ширина перерізу верхньої частини ступінчастих колон для забезпечення поперечної жорсткості рами орієнтовно становитиме $h_2 \geq l_2/12$. При організації проходу в стінці колони (мінімальна ширина проходу 400 мм, висота 1800 мм) ширина перерізу h_2 повинна бути не менш як 1000 мм.

Якщо ригель обпирається на колону зверху, то ширину перерізу верхньої частини колони призначають орієнтовно в межах 400...700 мм залежно від вантажопідйомності кранів. Якщо ригель примикає до колони збоку, то $h_2 = a + \Delta_1$, де Δ_1 – прив'язка торців ферм до координаційних осей. При використанні уніфікованих схем ферм (див. рис. 2.13), які мають прив'язку $\Delta_1 = 200$ мм (без урахування допуску), ширина перерізу h_2 може бути 450 мм при $a = 250$ мм і 700 мм при $a = 500$ мм. Однак у практиці проектування часто змінюють прив'язку торців ферм порівняно з уніфікованою, що дозволяє більш вільно призначати h_2 і використовувати прокатні двотаври.

Ширина перерізу нижньої частини колони h_1 дорівнює відстані від зовнішньої грані колони до осі підкранової балки:

$$h_1 = a + a_1. \quad (2.10)$$

Для забезпечення горизонтальної жорсткості крайніх колон у площині рами для кранів груп режимів роботи 7К і 8К конструктивно приймають $h_1 \geq (1/15)l_c$, а для інших кранів та колон середніх рядів $h_1 \geq (1/20)l_c$.

При кранах вантажопідйомністю $Q \leq 20$ т використовують колони зі сталою шириною перерізу по висоті, а ширину перерізу приймають $h_1 \geq (1/30...1/25)l_c$ (див. рис. 2.38, в).

Для середніх симетричних колон, на які зліва і справа обпираються крани однакової вантажопідйомності, a_1 визначають за формулами

$$a_1 \geq 0,5 h_2 + B_{cr} + \Delta; \quad a_1 = 0,5 h_1. \quad (2.11)$$

Якщо на середню колону обпираються крани різної вантажопідйомності, то для збереження симетрії колони ширину звису моста крана B_{cr} у (13.9) приймають, як у більшому крані. Якщо крани зліва і справа мають різну вантажопідйомність, то a_1 зліва і справа можна прийняти різними, при цьому центр ваги перерізу верхньої частини колони змістити з координаційної осі в бік меншого крана. В останньому випадку колона вже не буде симетричною.

Верхню частину ступінчастих колон проектують завжди із суцільним симетричним двотавровим перерізом, а нижню частину приймають суцільною тільки при невеликій ширині перерізу, як правило, до 1000 мм. При більшій ширині перерізу наскрізні колони виявляються більш економічними за витратами сталі і тому використовуються частіше. У колонах із сталою шириною перерізу по висоті обидві частини колони (верхня і нижня) приймаються однакового типу – суцільними або наскрізними.

Будівлі з підвісними мостовими кранами (див. рис. 2.38, в). Як підвісні вантажопідіймальні механізми можуть використовуватися електричні або ручні мостові крани і талі. Підвісні колії виконують найчастіше з прокатних двотаврів типу М (табл. Д.5.2) за нерозрізною схемою з улаштуванням монтажних стиків поза опорами, проте може використовуватися і розрізна схема.

Підвісні колії прикріплюють, як правило, до вузлів нижніх поясів кроквяних ферм. При розташуванні підвісних колій вздовж будівлі їхні прольоти дорівнюють кроку ригелів і становлять 6 або 12 м. Можливі схеми розміщення підвісних колій при використанні однопролітних та двопролітних кранів наведено на рис. 2.39.

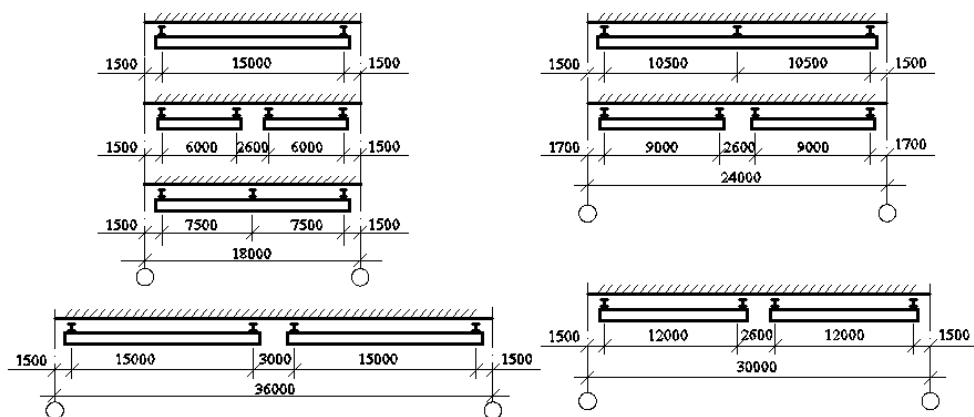


Рис. 2.39. Схеми розміщення підвісних кранових колій

Повна корисна висота визначається за формулою

$$H_0 = H_{cr} + H_p + H_h + c, \quad (13.10)$$

де H_{cr} – габаритний розмір крана від верхнього положення гака до нижньої поверхні колеса (табл. Д.2.8 і Д.2.9); H_p – висота конструкцій кранових колій (від нижньої поверхні колеса до низу ферми); H_h – необхідна висота підйому гака крана; c – розмір, що враховує прогин кроквяної ферми.

Розмір c можна приймати, як у випадку опорних мостових кранів ($c = 200 \dots 400$ мм). Проте необхідно зауважити, що граничний прогин ферми з підвісними кранами менший від граничного прогину ферми без підвісних кранів [4]. Висоту підйому гака H_h приймають за технологічним завданням на проектування. Вона визначається залежно від габаритів вантажу, що транспортується, висоти його підйому і довжини стропальних пристроїв.

Повну довжину колони визначають за (2.8), а величину заглиблення бази колони найчастіше приймають $H_b = 150$ мм.

Прив'язку зовнішньої грані колони до поздовжньої осі рекомендується приймати нульову ($a = 0$), а ширину перерізу колони $h \geq (1/25) l_c$. Зазор між мостом крана і внутрішньою гранню колони повинен бути не менший за 100 мм.

Безкранові будівлі. Корисна висота будівлі H_0 залежить головним чином від висоти стаціонарного обладнання або параметрів транспортних засобів та вантажу H_{eq} , які вказуються в технологічному завданні:

$$H_0 = H_{eq} + (200 \dots 400) \text{ мм.} \quad (13.11)$$

Ширину перерізу колони в площині рами приймають у межах $h \geq (1/25 \dots 1/30) l_c$. Всі інші параметри рами визначають, як показано вище.

Приклад 2.1

Скомпонувати каркас однопролітної опалюваної будівлі за таких вхідних даних.

Проліт будівлі $L = 30$ м, крок рам $B = 12$ м. Будівля обладнана двома мостовими кранами вантажопідйомністю $Q = 50/12,5$ т групи режимів роботи 5К. Позначка головки підкранових рейок +12,6 м, довжина будівлі – 108 м; район будівництва – м. Київ, забудова виконується на місцевості типу I (відкрита місцевість).

Несучі конструкції покрівлі – сталевий профільований настил Н60-845-0,7 ($g = 8,8$ кг/м²), що розміщується по наскрізних прогонах. Несучі конструкції покриття – кроквяні ферми з паралельними поясами. Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити ($t = 100$ мм, $\rho = 200$ кг/м³).

Стінове огороження – тришарові панелі з обшивками із сталевого профільованого листа НС-44-1000-0,7 ($g = 8,3$ кг/м²). Утеплювач – мінераловатні плити ($t = 80$ мм, $\rho = 150$ кг/м³). Стінові панелі прийняті горизонтального розташування, по поздовжніх осях передбачаються додаткові стояки поздовжнього фахверка через 6 м. Будівля обладнана світлоаераційним ліхтарем. Вікна з подвійним склінням.

Матеріал конструкцій: колони – сталь С245, ферми – сталь С245, в'язі – сталь С 235. Бетон фундаменту – клас С12/15.

За ступенем відповідальності будівля відноситься до класу СС1 (табл. Д.1.1), колони та ферми – категорія А (табл. Д.1.2). Встановлений термін експлуатації 50 років (табл. Д.1.6). Несучі конструкції масового застосування.

а) Визначення розмірів по вертикалі (рис 2.40).

При кранах $Q = 50/10$ т приймаємо схему зі ступінчастими колонами і обпираємо підкранові балки на уступ колони. За табл. Д.2.7 для кранів $Q = 50/10$ т при $L = 30$ м: $H_{cr} = 3150$ мм, $B_{cr} = 300$ мм, тип рейки Кр-80 з висотою $h_r = 130$ мм, висота підкранової балки $h_{bc} = 1600$ мм. Визначимо за (2.4) розмір H_2 , що включає габаритний розмір крана H_{cr} , допуск на його виготов-

лення 100 мм та зазор c , що враховує провисання конструкцій (при $L = 30$ м приймаємо $c = 300$ мм):

$$H_2 = H_{cr} + 100 + c = 3150 + 100 + 300 = 3550 \text{ мм.}$$

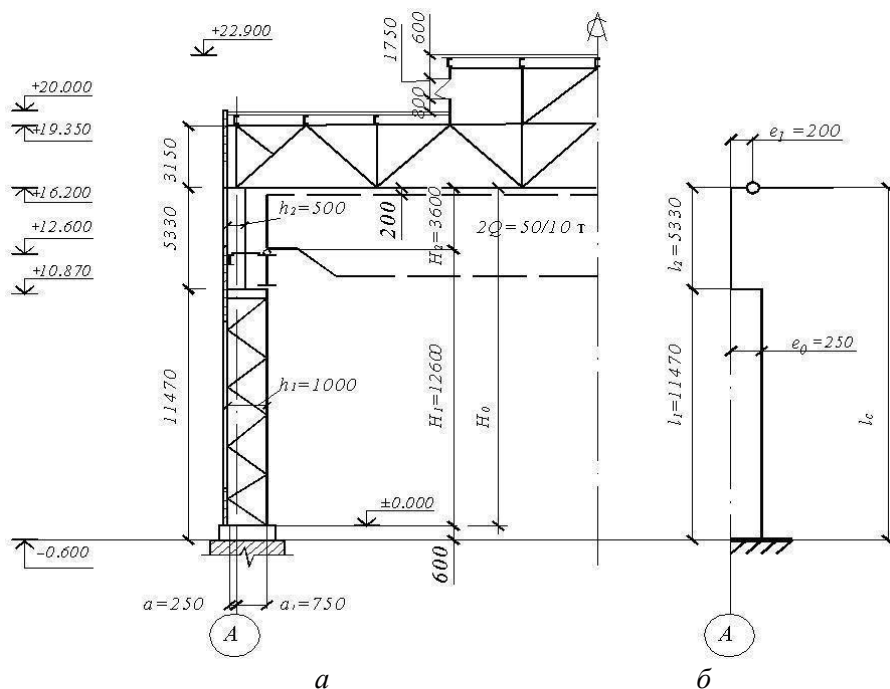


Рис.2.40. До прикладу 2.1: *a* – компоновальна схема поперечної рами; *б* – фрагмент розрахункової схеми рами

Для виконання умов уніфікації призначаємо $H_2 = 3600$ мм (кратне 200 мм).

$$H_0 = H_1 + H_2 = 12600 + 3600 = 16200 \text{ мм.}$$

Отримане значення $H_0 = 16200$ мм кратне 600 мм, що відповідає умовам уніфікації.

Приймаємо глибину заглиблення колони $H_b = 600$ мм. Тоді повна висота колони буде:

$$l_c = H_0 + H_b = 16200 + 600 = 16800 \text{ мм.}$$

Довжини верхньої і нижньої частини колони визначаються за (2.6) та (2.7):

$$l_2 = h_{bc} + h_r + H_2 = 1600 + 130 + 3600 = 5330 \text{ мм;}$$

$$l_1 = H_0 - l_2 + H_b = 16200 - 5330 + 600 = 11470 \text{ мм.}$$

Висота уніфікованої ферми з паралельними поясами становить 3150 мм. Ферма шарнірно з'єднується з колонами і опирається на них зверху.

б) Визначення розмірів по горизонталі.

Приймаємо $a = 250$ мм. З умови забезпечення горизонтальної жорсткості ширину верхньої частини колони призначаємо $h_2 = 500$ мм, що більше ніж $l_2/12 = 5330/12 = 444$ мм.

З урахуванням залежностей (2.9) та (2.10):

$$a_1 = B_{cr} + (h_2 - a) + 75 = 300 + (500 - 250) + 75 = 625 \text{ мм.}$$

Приймаємо $a_1 = 750$ мм (кратне 250 мм).

Ширина нижньої частини колони: $h_1 = a + a_1 = 750 + 250 = 1000$ мм.

Приймаємо, що колони жорстко з'єднуються з фундаментами.

Систему в'язей komponуємо за типом, наведеним на рис. 2.33. За відсутності відомостей про зусилля в елементах в'язей перерізи елементів підбираємо за граничною гнучкістю для стиснутих елементів:

$$\lambda_{x,y} = l_{x,y} / i_{x,y} \leq \lambda_u = 200.$$

Виключення складають розтяжки та елементи хрестових в'язей, які підбираються за граничною гнучкістю для розтягнутих елементів $\lambda_{x,y} \leq \lambda_u = 400$.

В'язі, розташовані нижче підкранових балок, проектується за граничною гнучкістю $\lambda_{x,y} \leq \lambda_u = 150$ (стиснуті елементи) та $\lambda_{x,y} \leq \lambda_u = 300$ (розтягнуті елементи).

Процес підбору елементів за граничною гнучкістю полягає у визначення потрібних радіусів інерції перерізів елементів:

$$i_{x,cal} = l_{ef,x} / \lambda_u, \quad i_{y,cal} = l_{ef,y} / \lambda_u.$$

В подальшому перерізи елементів в'язей приймаються за сортаментом з виконанням умови:

$$i_x \geq i_{x,cal}, \quad i_y \geq i_{y,cal}.$$

Для розтягнутих елементів в'язей перевірку гнучкості можна виконувати тільки у вертикальній площині.

Приклад 2.2

Скомпонувати поперечну раму каркаса виробничої будівлі при таких вихідних даних: проліт будівлі $L = 24$ м, крок колон $B = 6$ м, позначка головки кранової рейки $+9,6$ м. Будівля обладнана двома мостовими опорними кранами вантажопідйомністю $Q = 15/3$ т. Район будівництва – Київська область, тип місцевості І (відкрита місцевість), режим роботи крана 5К. Будівля опалювана. За ступенем відповідальності будівля відноситься до класу СС1 (табл. Д.1.1), колони та ферми – категорія А (табл. Д.1.2). Встановлений термін експлуатації 50 років.

Як несучі конструкції покриття приймаються типові кроквяні ферми з паралельними поясами, що забезпечують похил покрівлі 1,5%, покрівля утеплена (утеплювач з мінеральної вати $t = 100$ мм, $\rho = 215 \text{ кг/м}^3$) по сталевому профільованому настилу Н60-845-0,8 та прогонах з прокатних швелерів. Несучі конструкції масового застосування. Стінові огорожувальні конструкції – тришарові панелі вертикального розташування з обшивками із профільованого сталевго листа Н44-1000-0,7 та з утеплювачем $t = 100$ мм, $\rho = 115 \text{ кг/м}^3$ по прогонах із замкнутих гнutoзварних профілів ($h = 160$ мм).

Позначка низу опорної плити колони $-0,150$ м. Орієнтовно висоту перерізу колони та підкранової консолі прийнято 400 мм.

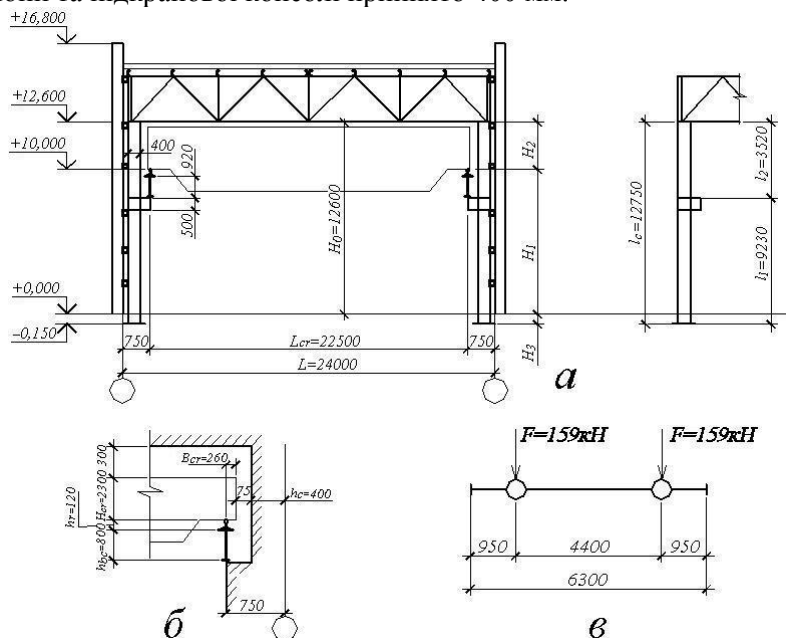


Рис 2.41. До прикладу 2.2: *a* – компоновальна схема поперечної рами; *б* – схема розміщення крана; *в* – схема колісної групи крана

1. Визначення вертикальних розмірів за (13.2):

$$H_2 = H_{cr} + c + 100 = 2300 + 200 + 100 = 2600 \text{ мм (кратне 200 мм)},$$

де $H_{cr} = 2300$ мм (табл. Д.2.7), $c = 200$ мм для прольоту 24 м.

Позначка головки кранової рейки не нижче від $H_1 = 9,6$ м (за завданням).

Корисна висота будівлі за формулою (13.3):

$$H_0 = H_2 + H_1 = 2600 + 9600 = 12200 \text{ мм.}$$

Приймаємо $H_0 = 12600$ мм (кратне 600 мм), при цьому $H_1 = 12600 - 2600 = 10\,000$ мм.

При заглибленні опорної бази колони на 150 мм повна висота колони буде: $H_0 + H_b = 12\,600 + 150 = 12\,750$ мм.

Для розрахункової схеми приймаємо загальну довжину колони $l_c = 12\,750$ мм, довжину верхньої (надкранової) частини $l_2 = H_2 + (h_r + h_{bc}) = 2600 + 120 + 800 = 3520$ мм, довжину нижньої (підкранової) частини $l_1 = l_c - l_2 = 12750 - 3520 = 9230$ мм.

2. Визначення горизонтальних розмірів. Прив'язка до поздовжніх осей приймається нульова, мінімальний зазор між краном і колоною 75 мм, при цьому за формулою (13.7) $a_1 = B_{cr} + 75 + h_c = 260 + 75 + 400 = 735$ мм, приймаємо $a_1 = 750$ мм (кратне 250 мм) та проліт крана $L_{cr} = L - 2a_1 = 24\,000 - 2 \cdot 750 = 22\,500$ мм. Компонувальна схема рами наведена на рис. 2.41.

Глава 3. РОЗРАХУНОК ОДНОПОВЕРХОВИХ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

3.1. Розрахункові схеми поперечних рам

Конструктивна схема каркаса являє собою фізичний об'єкт, утворений конструктивними елементами, певним чином сполученими між собою. На роботу каркаса впливає велика кількість факторів, серед яких основними є піддатливість вузлів спряження ригеля з колонами, поворот та просідання фундаментів, жорсткість диска покриття і в'язей. У коротких будівлях суттєвим фактором може виявитись жорсткість торців у поперечному напрямку.

Метою розрахунку будь-якої споруди є визначення з необхідною точністю внутрішніх зусиль в її елементах від діючих навантажень. Для забезпечення можливості розрахунку конструктивні схеми замінюються абстрактними механічними моделями, тобто розрахунковими схемами. При складанні розрахункової схеми повинні бути враховані усі особливості конструктивної схеми, які впливають на розподіл зусиль, з певною її ідеалізацією, яка полягає у введенні ряду умовностей та спрощень, що не принципово впливають на точність визначення зусиль, але суттєво спрощують розрахунок.

На стадії робочого проекту розрахунок каркасів треба виконувати, як правило, з використанням обчислювальної техніки та програмних комплексів за розрахунковими схемами, що досить повно відображають напружено-деформований стан конструкції. В цілому це дозволяє скоротити час проектування, розглянути більшу кількість варіантів і отримати економічне проектне рішення, яке максимально наближається до опису дійсного напружено-деформованого стану об'єкта.

Розрахунок каркасів може виконуватись як за плоскими розрахунковими схемами, так і за просторовими, які розглядають споруду як єдине ціле.

Каркас промислової будівля – це просторова багатократно статично невизначувана система. Можливості сучасних обчислювальних комплексів (ПКЛІРА, SCAD) дозволяють швидко створити просторову схему з урахуванням всіх елементів, що включені до складу каркасу. Наприклад, в ЛІРСТК можна виконаним підбір перерізів всіх конструкцій, не тільки колон та ригелів, а й в'язей, підкранових балок, елементів фахверка.

Проте слід враховувати, що збільшення трудомісткості проектування, пов'язане із складанням просторової системи, її аналізом, уніфікацією елементів, аналізом результатів підбору та перевірки елементів може виявитись неефективним. Це викликано тим, що в простих конструктивних схемах з однако-вим кроком колон по всіх рядах зусилля в елементах колон та ригелів, визначені в складі просторової та плоскою схем, будить відрізнятися незначною мірою. Перерізи деяких елементів взагалі підбираються не за несучою здатністю, а конструктивно (наприклад – в'язі за гнучкістю).

У той же час, слід пам'ятати, що в ряді випадків каркаси промислових будівель необхідно розраховувати переважно за просторовими схемами. Так, наприклад, для багато пролітних каркасів з кроком колон по середніх рядах більшим, ніж по крайніх, при врахуванні просторової роботи каркасу спостерігається збільшення зусиль в колонах від вертикальних та горизонтальних крапових навантажень.

У рамних каркасах з плоскими ригелями просторова робота виявляється головним чином при місцевому горизонтальному навантаженні, яким є поперечне навантаження від мостового крана, що передається не більш як на три рами. В цьому разі просторова робота каркаса здійснюється завдяки включенню в роботу жорсткої у своїй площині покрівлі та поздовжніх в'язей по нижніх поясах ферм, а також жорстких торців у коротких будівлях (рис. 3.1).

Ці елементи роблять неможливими незалежні переміщення окремих рам у горизонтальному напрямку і сприяють включенню в роботу сусідніх рам. При дії рівномірно розподілених навантажень (власна вага, вітер, сніг) вплив просторової роботи на розподіл зусиль у каркасах із плоскими ригелями є несуттєвим. Винятком можуть бути короткі будівлі при дії вітрового навантаження, коли жорсткі торці покриття впливають на горизонтальні переміщення в рівні верху колон.

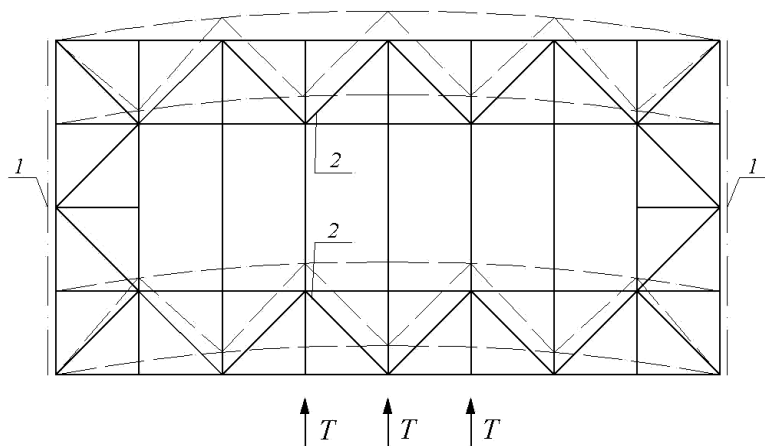


Рис. 3.1. Робота в'язей при горизонтальному навантаженні:

1 – жорсткі торці, 2 – поздовжні в'язі

Таким чином, розрахунок досить довгих каркасів з поперечними несучими рамами можна виконувати на основі плоских розрахункових схем, враховуючи в необхідних випадках просторову роботу тільки від дії горизонтальних навантажень.

При використанні плоских розрахункових схем каркас членується на дві системи – поперечну та поздовжню, робота кожної з яких вважається незалежною. Відповідно до цього складаються поперечна та поздовжня розрахункові схеми. До кожної з них включаються конструктивні елементи, які не тільки сприймають навантаження, але й безпосередньо впливають на розподіл зусиль

у системі. Такі елементи називаються основними. Всі інші конструктивні елементи належать до другорядних і в розрахункову схему не включаються (рис. 3.2).

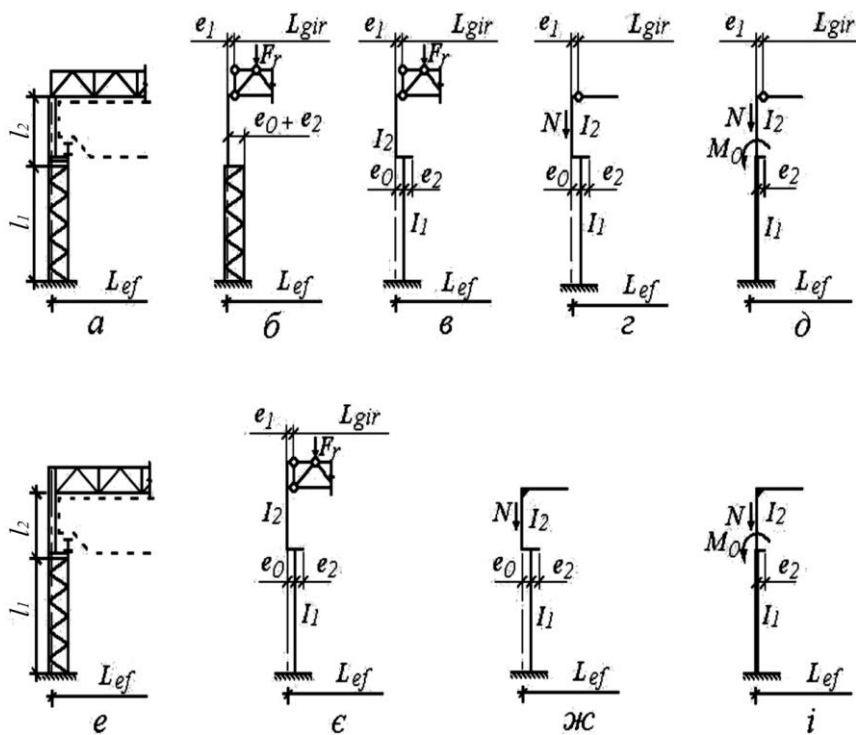


Рис. 3.2. Розрахункові схеми поперечних рам:

a, e – конструктивні схеми при шарнірному і жорсткому з’єднанні ригеля з колонами відповідно; *б, в, г, д* – розрахункові схеми при шарнірному з’єднанні ригеля з колонами; *е, ж, і* – розрахункові схеми при жорсткому з’єднанні ригеля з колонами

Поперечні рами каркасів однопролітних виробничих будівель з опорними мостовими кранами проектують, як правило, з колонами, які жорстко закріплені у фундаментах. Шарнірне з’єднання колон із фундаментами може виявитись раціональним головним чином у безкранових будівлях при слабких основах, а також у невисоких будівлях при значних прольотах або рамних поперечниках, що проектуються за дво- або тришарнірною схемою.

З’єднання колон із ригелями може виконуватися шарнірним або жорстким. Найчастіше в практиці використовується шарнірне з’єднання як таке, що забезпечує простоту монтажу ригелів і уніфікацію опорних вузлів, хоча для нього характерне деяке збільшення витрат сталі на каркас та зменшення горизонтальної жорсткості. Відповідно до норм проектування ДСТУ Б ВІ.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення» [4] горизонтальний прогин колон каркасів у

рівні головки кранової рейки не повинен перевищувати його граничного значення f_u : для кранів групи режимів роботи 1К–3К $f_u = h/500$; 4К–6К $f_u = h/1000$; 7К – 8К $f_u = h/2000$ (тут h – висота від обрізу фундаменту до головки кранової рейки). Прогин необхідно перевірити від бічних сил тільки одного крана без урахування крену фундаментів.

Як свідчить практика проектування, жорстке з'єднання колон із ригелями доцільно застосовувати головним чином в однопролітних будівлях значної висоти, особливо при кранах 7К–8К, коли забезпечення необхідної горизонтальної жорсткості при шарнірному з'єднанні пов'язане зі значними витратами сталі.

Можна очікувати, що найточнішою розрахунковою схемою буде така, що складається з стержневих розрахункових елементів, осі яких проходять через центри ваги конструктивних елементів колон і ригеля (рис. 3.2, б).

Такі схеми доцільно використовувати при розрахунках з використанням комп'ютерної техніки і програмно-обчислювальних засобів. Проте заміна наскрізних елементів – колон (рис. 3.2, в, е) і ферм (рис. 3.2, г, ж) розрахунковими елементами суттєво спрощує розрахункову схему і практично не відбивається на остаточному результаті розрахунку за умови надання розрахунковим стержням еквівалентної жорсткості. При цьому у разі шарнірного з'єднання ригеля з колонами вісь розрахункового елемента завжди проходить через опорні шарніри, а при жорсткому з'єднанні – суміщається з віссю нижнього пояса. Тут слід зазначити, що така заміна наскрізного ригеля відкладає визначення розрахункових зусиль у його елементах на пізніший строк (на етап розрахунку ригеля).

Подальше спрощення розрахункової схеми полягає у суміщенні осей підкранових і надкранових частин колон (рис. 3.2, д, і). Таке спрямлення осей практично не впливає на величину зусиль у рамі при всіх навантаженнях, за винятком вертикальних, що прикладені до верхніх ділянок колон і передаються на нижню їх частину з ексцентриситетом e_0 , який дорівнює відстані між центрами ваги перерізів верхньої і нижньої ділянок колон.

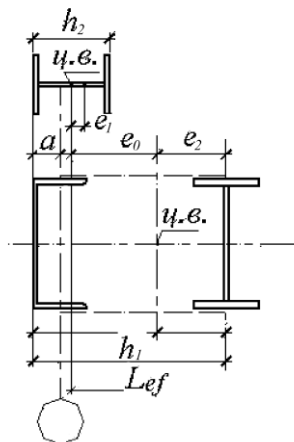


Рис. 3.3. До визначення ексцентриситетів

Позацентрична передача зазначених зусиль на колони враховується додатковим навантаженням моментами $M_0 = Ne_0$ від вертикальних навантажень, що діють у рівні сполучення верхньої частини колони з нижньою (рис. 3.2, δ , i).

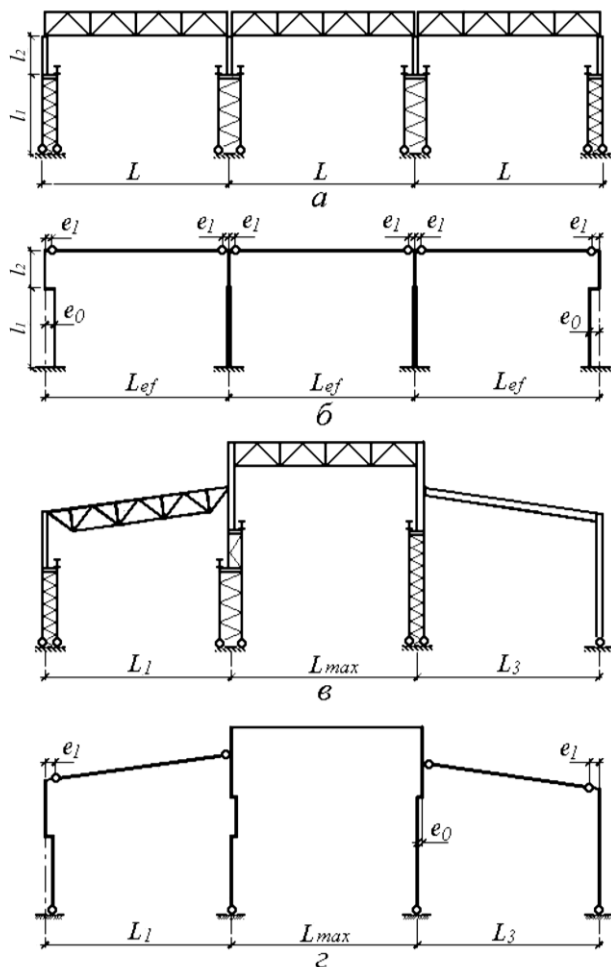


Рис. 3.4. До розрахунку багатопролітних каркасів:
а, в – конструктивні схеми; б, з – розрахункові схеми

Якщо на стадії складання розрахункової схеми положення центра ваги несиметричного перерізу нижньої ділянки колони ще невідоме, то покладають, що він лежить на геометричній осі перерізу. Це дозволяє прийняти $e_0 = 0,5(h_1 - h_2)$, а після розрахунку колон уточнити його значення і в разі суттєвого розходження скорегувати результати розрахунку (рис. 3.3).

Визначення розмірів розрахункової схеми поперечної рами зручно починати із встановлення відстані між центрами ваги перерізів верхніх ділянок

колон L_{ef} і розрахункового прольоту ригеля L_{gir} , який дорівнює відстані між осями обпирання ригеля на колони (рис. 3.2, в, є):

$$L_{ef} = L_{gir} \pm 2e_1. \quad (3.1)$$

Залежно від конструктивного рішення, прийнятого при компонуванні поперечної рами, L_{gir} може бути меншим або більшим від L_{ef} , або дорівнювати L_{ef} , коли $e_1 = 0$. Тут і далі e_1 – відстань від опорного ребра ригеля до центра ваги верхньої частини колони. Багатопролітні каркаси з ригелями, розташованими в одному рівні, мають значну горизонтальну жорсткість, а тому в них використовується, як правило, шарнірне з'єднання колон з ригелями (рис. 3.4, а, б).

При розташуванні ригелів у різних рівнях у разі необхідності жорстке з'єднання ригеля з колонами може бути виконане тільки в одному з прольотів, найчастіше такому, що має найбільшу висоту або в якому працюють крани найбільшої вантажопідйомності (рис. 3.4, в, з). При цьому частина колон, у першу чергу невеликої висоти або безкранові, можуть з'єднуватися шарнірно не тільки з ригелем, але й з фундаментами. Для повного розрахунку статично невизначуваних поперечних рам необхідно знати жорсткості елементів, а для визначення тільки зусиль достатньо знати їхні співвідношення. Оскільки перерізи елементів каркаса і їхні жорсткості EI та EA залежать від діючих навантажень, то методику їх визначення розглянемо пізніше.

3.2. Навантаження на каркаси

При розрахунках будівельних конструкцій враховують навантаження та впливи, що мають місце під час зведення та експлуатації споруди, а також при виготовленні, транспортуванні і монтажі. Величини навантажень, схеми їхнього прикладання і умови врахування регламентуються в нормах проектування [1] і розглядаються як випадкові функції часу. Фактор часу враховується при проектуванні через встановлення терміну експлуатації T_{ef} будівлі чи споруди (без необхідності капітального ремонту), після закінчення якого подальша експлуатація можлива лише при належному технічному обґрунтуванні. Залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяються на основні (ті, що є наслідком дії ваги конструкцій та матеріалів, та з'являються як результат технологічних процесів або природних явищ) та епізодичні (як результат порушення технологічного процесу, вибуху, сейсмічного впливу тощо). Врахування епізодичних навантажень регламентуються спеціальними нормативними документами.

Змінюваність в часі є ознакою, за якою навантаження поділяються на постійні та змінні. До постійних відносять власну вагу несучих та огорожувальних конструкцій, вагу і тиск ґрунтів (насипів, засипок). Змінні ж навантаження залежно від характерної тривалості безперервної дії на конструкцію розглядаються як тривалі, для яких тривалість T_d порівнянна зі строком експлуатації T_{ef} , та короткочасні, для яких $T_d \ll T_{ef}$.

Залежно від тривалості дії серед змінних навантажень і впливів розрізняють тривалі та короточасні (повторювані та епізодичні). Короточасними повторюваними навантаженнями є: навантаження від обладнання, що виникає у пусконаладжувальному, перехідному або випробувальному режимах, а також в разі його ремонту або зміни; вага людей та ремонтних матеріалів у зонах обслуговування обладнання; навантаження від снігу, вітру, ожеледі та інших кліматичних впливів; корисні та технологічні навантаження; навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання та мостових і підвісних кранів, а також навантаження, які виникають при виготовленні, зберіганні, транспортуванні та монтажі конструкцій.

Основними видами навантажень, що передаються на каркаси виробничих будівель, є, по-перше, постійні навантаження від власної ваги несучих і огорожувальних конструкцій і, по-друге, змінні – від різних вантажопідйомних кранів, атмосферних впливів (від снігу і вітру) тощо. У деяких випадках необхідно врахувати особливі види навантажень, які обумовлені сейсмічними впливами, просіданнями опор, аварійними порушеннями технологічного процесу тощо.

Величина навантаження описується його характеристичним значенням з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n (табл. Д.1.5). Для кожного з основних навантажень залежно від мети розрахунку нормами проектування розглядаються декілька розрахункових значень: граничне, експлуатаційне, квазіпостійне та циклічне. Надійність розрахунку забезпечується коефіцієнтом надійності за навантаженнями γ_f , що призначається з огляду на вид навантаження та залежить від встановленого терміну експлуатації конструкції T_{ef} (може бути орієнтовно прийнятий за [2, 3] чи додатком Д.1.6). Розрахункові значення визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням: розрахункові граничні – на γ_{fm} , розрахункові експлуатаційні – на γ_{fe} . (табл. Д.1.7).

Граничне розрахункове значення відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких відповідає повній втраті працездатності конструкції. Експлуатаційне розрахункове значення навантаження характеризує умови нормальної експлуатації, тому й використовується для перевірки граничних станів другої групи.

Просторовий розподіл навантажень часто має досить складний характер, тому їхній опис спрощується за рахунок введення простіших за структурою навантажень (наприклад, рівномірно розподілених по поверхні або зосереджених), але таких, що справляють на конструкцію таку саму дію, що й реальне навантаження зі складною просторовою структурою. Такі навантаження називаються еквівалентними та використовуються, зокрема, при розгляді вітрового навантаження. На ідеї еквівалентного навантаження ґрунтується також квазістатичний підхід, при якому динамічне навантаження трактується як статичне

та розглядається той момент часу, коли діюче навантаження спричиняє екстремальну реакцію.

При проектуванні необхідно розглядати усі можливі схеми діючих навантажень з метою визначення найбільш небезпечної їх комбінації для будь-якого елемента або перерізу. При розрахунку будівлі припускається, що на неї діють одночасно всі можливі навантаження або певна їх комбінація, що спричиняє найнебезпечнішу для конструкції чи елемента дію. На базі аналізу одночасної дії та можливості появи різних схем прикладення змінних навантажень нормами проектування [1] передбачається два види сполучень навантажень: основні та аварійні, причому деякі короточасні навантаження, взяті з квазіпостійними значеннями, враховуються як тривалі. Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень враховується множенням розрахункових значень навантажень, що увійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучень $\psi \leq 1,0$. Коефіцієнти сполучень, що враховуються при цьому, наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Коефіцієнти сполучень для навантажень

Сполучення та навантаження, що включаються до них	Коефіцієнти сполучень ψ для навантажень			
	постійних	тривалих	коротко- часних	епізоди- чних
Основні:				
постійні +1 тривале	1,0	1,0	—	—
постійні +1 короточасне	1,0	—	1,0	—
постійні +тривалі +короточасні*	1,0	0,95	0,9*	—
аварійні	1,0	0,95	0,8	1,0
* При врахуванні трьох та більше короточасних навантажень допускається приймати коефіцієнти сполучень: 1,0 – для першого за ступенем впливу короточасного навантаження; 0,8 – для другого; 0,6 – для решти.				

Для основних сполучень, до яких включено постійні та лише одне змінне навантаження, коефіцієнт ψ приймається таким, що дорівнює 1,0. При цьому навантаження від одного джерела (наприклад, вертикальне та горизонтальне навантаження від мостового крана) можна розглядати як одне змінне навантаження. Для сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, тривалі навантаження враховуються з коефіцієнтом $\psi_1 = 0,95$, а короточасні – з коефіцієнтом $\psi_2 = 0,90$. При врахуванні в аварійному сполученні аварійних навантажень вони враховуються з коефіцієнтом 1,0, а $\psi_1 = 0,95$ і $\psi_2 = 0,80$.

На стадії обчислення значень навантажень визначаються коефіцієнти надійності за відповідальністю, які залежать від класу відповідальності об'єкту, категорії за призначенням конструкції та обираються залежно від розрахунко-

вої ситуації та групи граничного стану, що розглядається при розрахунку (табл. Д.1.5).

3.2.1. Постійні навантаження

До постійних навантажень належать у першу чергу вага частин споруд, у тому числі вага несучих та огорожувальних конструкцій, а також вага та тиск ґрунтів.

У власну вагу покриття включають навантаження від усіх елементів даху (гідроізоляційний килим, стяжка, утеплювач, пароізоляція, несучий настил), конструкцій ліхтаря зі склінням, кроквяних ферм та в'язей. Навантаження від прогонів приймають за попередньо підібраними перерізами. Навантаження від власної ваги конструкцій покриття g_r зручно визначати на 1 м^2 плану (див. приклад 3.1).

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} (табл. 3.2). Експлуатаційне розрахункове значення постійних навантажень приймається з коефіцієнтом надійності $\gamma_e = 1,0$.

Таблиця 3.2

Коефіцієнти γ_{fm} для постійних навантажень

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції металеві: у яких зусилля від власної ваги менші за 50% дорівнюють або перевищують 50%	1,05 (0,95) 1,10 (0,90)
Конструкції бетонні, залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
Конструкції бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м^3 і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані: в заводських умовах на будівельному майданчику	1,20 (0,90) 1,30 (0,90)
Ґрунти: у природному заляганні насіпні	1,10 (0,90) 1,15 (0,90)

Значення в дужках в табл. 3.2 використовуються для розрахунків в тих випадках, коли зменшення ваги конструкцій може погіршити умови роботи конструкцій.

За відсутності паспортних даних на конструкції та проектів-аналогів, а також для навчального проектування можна скористатися даними табл. Д.2.1. Якщо верхній пояс ферми має похил до горизонту під кутом α , то навантаження від елементів, розташованих по верхньому поясу, необхідно спроектувати на горизонтальну поверхню.

Характер прикладення навантаження на ригель приймається відповідно до розрахункової схеми. У разі розрахункової схеми з суцільними умовними ригелями (див. рис. 3.2, *г, д, ж, і*) навантаження на нього від покриття приймають рівномірно розподіленим (рис. 3.5, *а*):

$$q_r = \frac{g_r B}{\cos \alpha}, \quad (3.2)$$

де B – крок кроквяних ферм. При похилах покрівлі до $1/8$ включно можна приймати $\cos \alpha = 1$.

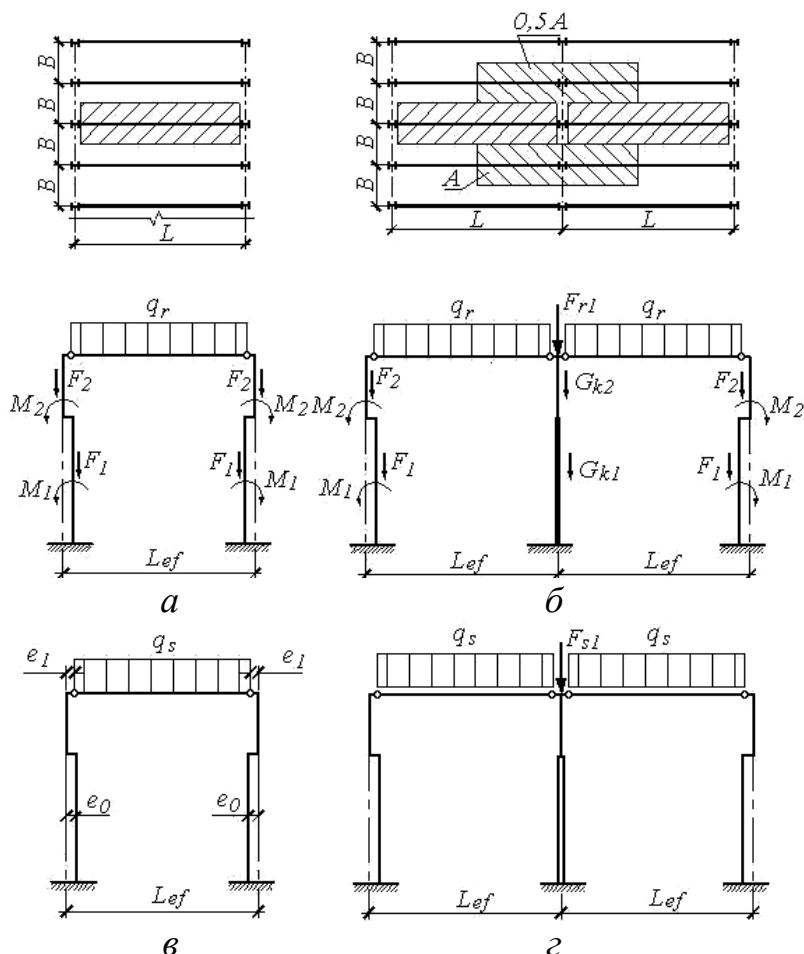


Рис. 3.5. Навантаження на розрахункові схеми:

а, б – постійні; *в, г* – від снігу

У багатопролітних каркасах з підкроквяними фермами частина навантаження від покриття буде передаватися на середню колону у вигляді опорних реакцій підкроквяних ферм (рис. 3.5, *б*):

$$F_{r1} = g_r A, \quad (3.3)$$

де A – вантажна площа підкроквяної ферми.

При використанні розрахункової схеми з наскрізним ригелем (див. рис. 3.2, б, є) навантаження на ригель прикладають у вигляді зосереджених сил у вузлах верхнього пояса:

$$F_r = \frac{g_r}{\cos \alpha} B d, \quad (3.4)$$

де d – довжина панелі (крок вузлів) верхнього пояса.

Навантаження від власної ваги стінового огородження передається на колони у вигляді зосереджених сил у місцях кріплення опорних столиків або ригелів стінового фахверка до колон. Ці сили переносять на нейтральні осі перерізів колон з урахуванням додаткових моментів, які виникають при цьому. На практиці без внесення суттєвої похибки в результати розрахунку навантаження від власної ваги стінового огородження можна підсумувати із власною вагою колон і прикласти посередині довжини підкранової (сила F_1) і надкранової (сила F_2) частин колони (рис. 3.5, а, б):

$$F_1 = G_{w1} + G_1; \quad F_2 = G_{w2} + G_2, \quad (3.5)$$

де G_{w1} , G_{w2} – власна вага стінового огородження, що передається на нижню і верхню частини колони відповідно; G_1 , G_2 – власна вага нижньої і верхньої частин колони відповідно.

Моменти від позacentрового прикладання поздовжніх сил від власної ваги огородження:

$$\begin{aligned} M_1 &= G_{w1} (h_1/2 + t_w/2 + e); \\ M_2 &= G_{w2} (h_2/2 + t_w/2 + e), \end{aligned} \quad (3.6)$$

де t_w – товщина стінової панелі; e – зазор між внутрішньою поверхнею стіни і зовнішньою гранню колони (див. рис. 2.30).

Тут необхідно пам'ятати, що власна вага цокольної панелі та стінового огородження, що на неї опирається, передається безпосередньо на фундаментну балку і від неї на фундаменти.

Власна вага підкранових колій внаслідок малості найчастіше умовно враховується разом із навантаженням від мостових кранів.

3.2.2. Снігові навантаження

Атмосферні впливи визначають за багаторічними значеннями залежно від географічного району будівництва. За даними гідрометеорологічних служб території всіх країн світу районовані за кліматичними характеристиками (температура, вологість, вага снігового покриву, тиск вітру та вага ожеледних відкладень тощо). Україна розташована у II мікрокліматичному районі (з помірним кліматом), норми проектування [1] містять детальні відомості про атмосферні навантаження на рівні обласних та районних центрів.

Снігове навантаження є основним змінним навантаженням, граничне розрахункове та експлуатаційне розрахункове значення якого належать до короточасних навантажень і визначаються на 1 м^2 площі горизонтальної проекції покриття за формулами

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C; S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (3.7)$$

де S_0 – характеристичне значення ваги снігового покриву на рівні землі, що приймається залежно від снігового району та може бути перевищене у середньому один раз за 50 років (для деяких міст України наведене у табл. Д.2.2);

$C = \mu C_e C_{alt}$ – коефіцієнт, що описує особливості розподілу снігового навантаження на покрівлі (конструкції): μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на землі до навантаження від снігу на горизонтальну проекцію покриття, що враховує зсипання, а також здування та перенос снігу під дією вітру, і приймається залежно від профілю будівлі (додаток Д.2.3);

C_e – експлуатаційний коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації покрівлі на накопичення снігу (очищення, танення тощо), встановлюється завданням на проектування та може прийматися 0,8 для неутеплених покрівель будівель з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні відводу талої води, в інших випадках можна приймати 1,0;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівлі над рівнем моря та обчислюється як $C_{alt} = 1,4H + 0,3$ (при $H \geq 0,5$ км) або ж $C_{alt} = 1,0$ (при $H < 0,5$ км);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням, що визначається за табл. 3.3 залежно від середнього періоду повторюваності $T = T_{ef}$.

Таблиця 3.3

Коефіцієнти γ_{fm} для снігового навантажень

T , років	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200
γ_{fm}	0,55	0,59	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26

Якщо об'єкт є унікальним та має підвищений рівень відповідальності, для нього технічним завданням може бути встановлене таке розрахункове граничне значення снігового навантаження, яке з'являється один раз за більший умовний проміжок часу. Для цього встановлюється, що протягом періоду експлуатації T_{ef} вірогідність P не перевищення розрахункового граничного значення снігового навантаження повинна бути вищою, ніж та, що закладена у табл. 3.3. Підвищений рівень забезпеченості P цього значення призначається нормами проектування спеціальних конструкцій чи об'єктів або технічним завданням та враховується коефіцієнтом K_p (табл. 3.4).

Таблиця 3.4

Коефіцієнти K_p

P	0,37	0,50	0,60	0,80	0,85	0,90	0,95	0,99
K_p	1,00	1,44	1,95	4,48	6,15	9,50	19,50	99,50

Умовний період повторюваності граничного розрахункового значення снігового навантаження обчислюється як

$$T = T_{ef} K_p, \quad (3.8)$$

а коефіцієнт надійності розрахункового граничного навантаження визначається за табл. 3.3 за уточненим значенням T .

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим навантаженням γ_e визначається за табл. 3.5 залежно від частки η періоду T_{ef} , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 3.5

Коефіцієнти γ_e для снігового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10
γ_e	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Для будівель масового будівництва $\eta = 0,02$.

Через нестійкість снігового покриву снігове навантаження відноситься до короткочасних змінних навантажень.

При статичному розрахунку за розрахунковими схемами з умовним суцільним ригелем навантаження від снігу, як і від власної ваги, приймають розподіленим по довжині прольоту (див. рис. 3.5, в) і визначають за формулою

$$q_s = S_m B \gamma_n, \quad (3.9)$$

де S_m – розрахункове значення розподіленого снігового навантаження за (3.7), B – крок рам, γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю (табл. Д.1.5). Характеристичні значення снігового навантаження S_0 для районів України та коефіцієнти надійності за навантаженням можна прийняти за [1] та табл. Д.2.2. Для однопролітних будівель схеми прикладання снігового навантаження і значення коефіцієнтів μ наведені в у [1] та частково в табл. Д. 2.3. При наявності підкроквяних ферм у багатопролітних будівлях слід додатково прикласти до колон їхні опорні реакції F_{s1} (див. рис. 3.5, з).

Снігове навантаження на решітчастий ригель прикладають у вузлах верхнього пояса у вигляді зосереджених сил, при цьому розглядають усі можливі схеми розподілення снігового навантаження.

3.2.4. Вітрові навантаження

Вітрове навантаження на виробничі будівлі у загальному випадку складається із статичної (середньої) і пульсаційної складових. Пульсаційна складова, що обумовлюється пульсаціями вітрового потоку, при розрахунку одноповерхових виробничих будівель враховується, поряд із статичною, в усіх випадках, а для будівель складної конфігурації (з фрагментами оболонок, висячих покрівель тощо), крім того, необхідно виконувати спеціальні динамічні розрахунки. Вітрове навантаження надається нормами проектування [1] у формі нормального тиску, зумовленого тиском як на зовнішні, так і на внутрішні пове-

рхні будівель при наявності прорізів, а також силами тертя на зовнішніх поверхнях.

Вітрове навантаження є основним змінним навантаженням, для якого встановлено два розрахункові значення: граничне розрахункове та експлуатаційне розрахункове. Це навантаження, на відміну від снігового, не має пониженого значення та завжди враховується як короткочасне. Розрахункові граничне W_m та експлуатаційне W_e значення вітрового тиску, прикладеного перпендикулярно до зовнішньої поверхні будівлі або її елемента, визначаються за формулами

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C ; W_e = \gamma_{fe} W_0 C , \quad (3.10)$$

де W_0 – характеристичне значення середньої (статичної) складової вітрового тиску, що залежить від географічного розміщення об'єкта, приймається за даними норм проектування [1] залежно від району будівництва та наведене в додатку Д.2.2;

C – коефіцієнт, що уточнює характер аеродинамічного опору будівлі та приймається залежно від параметрів конструкції, рельєфу тощо;

γ_{fm} та γ_{fe} – коефіцієнти надійності за розрахунковим граничним та розрахунковим експлуатаційним значеннями вітрового навантаження (табл.3.6 – 3.7).

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням приймається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T цього значення навантаження (табл. 3.6), причому для більшості об'єктів масового будівництва цей термін може дорівнювати терміну експлуатації конструкції T_{ef} .

Таблиця 3.6

Коефіцієнти γ_{fm} для вітрового навантаження

T , років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,45

Для унікальних об'єктів та споруд, що мають підвищений рівень відповідальності, технічним завданням встановлюється підвищена імовірність перевищення граничного розрахункового значення вітрового навантаження, так як це виконується щодо снігового навантаження. Умовний період повторюваності за (3.8) визначається з урахуванням забезпеченості P граничного розрахункового значення (див. табл. 3.4).

Оскільки вимоги другого граничного стану за [1] можуть бути порушені певну кількість разів за період експлуатації конструкції, розрахункове експлуатаційне значення вітрового навантаження визначається для зменшеного умовного терміну $T = T_{ef}\eta$, а коефіцієнт надійності за розрахунковим експлуатаційним навантаженням приймається за табл. 3.7 залежно від частки η терміну експлуатації конструкції T_{ef} , протягом якої це значення може бути перевищеним.

Таблиця 3.7

Коефіцієнти γ_{fe} для вітрового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10
γ_{fe}	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Значення η встановлюється нормами проектування даної конструкції або завданням на проектування залежно від наслідків виходу конструкції за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва можна приймати $\eta = 0,02$.

Коефіцієнт аеродинамічного опору C визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (3.11)$$

та враховує такі параметри об'єкта:

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що враховує умови обтікання будівлі вітровим потоком, детально обговорюється в [1] та для найпростішого випадку однопролітної будівлі наведений у додатку Д.2.4;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, враховує кореляцію швидкості вітру залежно від висоти Z над рівнем землі, а також турбулентність вітрового потоку через шорсткість земної поверхні; для розрахунку будівель можна скористатися таблицею додатку Д.2.5, для висотних споруд, а також таких, період власних коливань яких перевищує 0,25 сек, значення коефіцієнтів C_h наведені у [1];

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря, використовується в основному для будівель, розташованих у гірській місцевості, та обчислюється як $C_{alt} = 2H$ при $H > 0,5$ км та $C_{alt} = 1$ при $H \leq 0,5$ км;

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, який враховує мікрорельєф поблизу площадки розташування об'єкта та приймається таким, що дорівнює 1,0, крім випадків розташування будівлі на пагорбі або схилі; детальніше в [1];

C_{dir} – коефіцієнт напрямку при належному метеорологічному обґрунтуванні враховує різні величини вітрового навантаження за напрямками вітру, в інших випадках приймається таким, що дорівнює 1,0;

C_d – коефіцієнт динамічності, враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження; для розрахунку одноповерхових виробничих будівель та будівель і споруд, період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, а також огорожувальних конструкцій $C_d = 1,0$. Для інших споруд його значення приймається залежно від співвідношення висоти та характерного розміру споруди в поперечному перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку (ширини будівлі або діаметра споруди), у цьому випадку слід скористатися графіками, наведеними в [1]. Для висотних споруд при $C_d > 1,2$ необхідно виконувати спеціальний динамічний розрахунок.

При розрахунках однопролітної одноповерхової будівлі за спрощеними розрахунковими схемами без використання програмних засобів нерівномірне по висоті вітрове навантаження на ділянці від рівня землі до низу ригеля можна замінити еквівалентним йому за впливом рівномірно розподіленим (рис. 3.6).

Для цього замість коефіцієнта C_h використовують еквівалентний йому C_{eq} , який знаходять з умови рівності згинальних моментів у основі заземленого стояка від фактичного вітрового тиску та від рівномірно розподіленого еквівалентного навантаження (рис. 3.6, а).

Значення C_{eq} для будівель з висотою до низу ригеля $5 \leq H_0 \leq 40$ наведено в табл. Д.2.6.

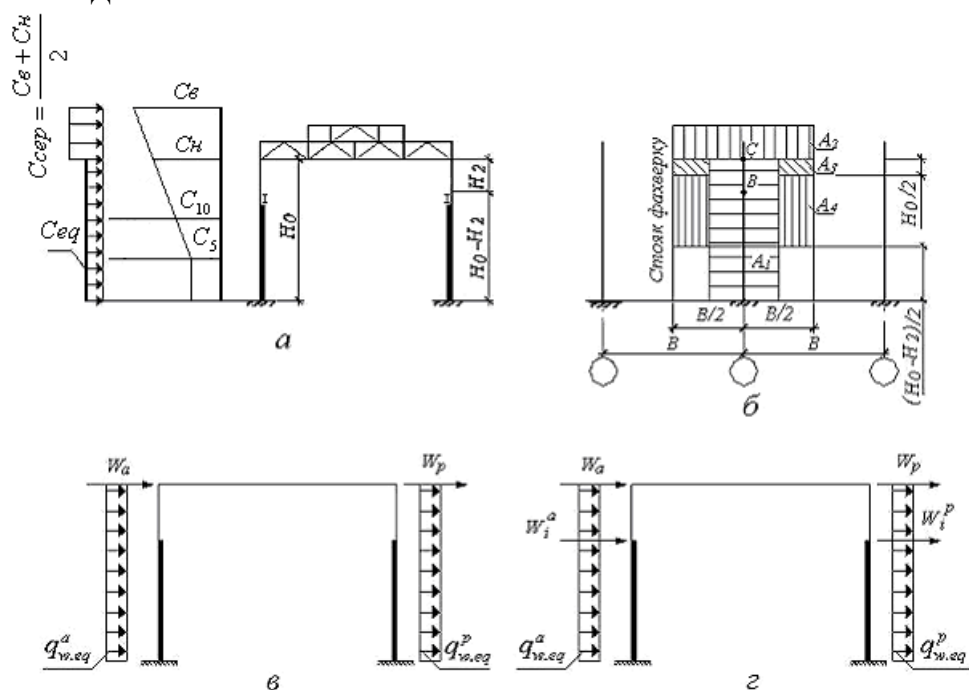


Рис. 3.6. До визначення вітрового навантаження:
а, б – на поперечну раму; в, г – на розрахункові схеми

Інтенсивність розрахункового еквівалентного вітрового навантаження на колони поперечної рами за відсутності поздовжнього фахверка (рис. 3.6, в)

$$q_w = \gamma_{fm} W_0 C_{aer} C_{eq} B \gamma_n, \quad (3.12)$$

де B – крок рам для схем з регулярним кроком колон по зовнішніх і внутрішніх рядах, C_{aer} – за табл. Д.2.4, інші коефіцієнти аеродинамічного опору враховуються у разі потреби. Коефіцієнт надійності за навантаженням залежить від характеру розрахунку та приймається за табл. 3.6 – 3.7, деякі значенні наведені також в табл. Д.1.7.

За наявності додаткових стояків поздовжнього фахверка рівномірно розподілене навантаження на колону збирається з ділянок, ширина яких дорівнює відстані між основною колоною і стояком фахверка, тобто $B/2$. Верхнім кінцем стояк фахверка обпирається на розпірку, тому на колону передаються зосереджені сили від поздовжніх в'язевих елементів каркаса, які сприймають наван-

таження від стінового огороження та стояків фахверка. Роль таких елементів виконують поздовжні в'язі по нижніх поясах ферм, до яких прикріплюються верхні кінці стояків фахверка, а також гальмівні конструкції підкранових колій, якщо стояки фахверка з'єднані з ними. Величини зосереджених сил визначають як реакції відповідних поздовжніх в'язевих елементів (рис. 3.6, з):

$$W_i = \gamma_{fm} W_0 C_{aer} C_{сер} A_i \gamma_n \quad (3.13)$$

де A_i – вантажна площа i -ї ділянки.

Вітрове навантаження, що діє на ділянці від низу ригеля до найвищої точки будівлі, прикладається у вигляді зосереджених сил W_a від активного та W_p від'ємного (пасивного) тиску у рівні низу ригеля рами.

Ці сили визначають за осередненими значеннями коефіцієнта C_h вітрового навантаження на ділянці від низу ригеля до верху ліхтаря.

Детальніше методика визначення вітрового навантаження на раму наведена у прикладі розрахунку 3.1.

3.2.3. Кранові навантаження

Кранові навантаження від мостових (опорних) і підвісних кранів належать до основних впливів, є змінними, при розрахунку металевих каркасів враховуються в експлуатаційних та розрахункових значеннях та, враховані таким чином, вважаються короточасними. Ці впливи включають вертикальні навантаження від ваги моста крана чи підвісного кранового обладнання з вантажем, а також горизонтальні навантаження від перекосу моста крана та непаралельності кранових колій, інерційних сил від прискорення і гальмування крана та інші динамічні ефекти, що передаються безпосередньо на рейки в місцях контакту з ходовими колесами. Тут і далі крановою колією вважаються обидві балки, що несуть один мостовий кран, і всі балки, що несуть один підвісний кран.

До конструктивних особливостей мостових кранів відноситься кількість коліс моста крана: крани вантажопідйомністю до 50 т мають 4 колеса, крани вантажопідйомністю 100 – 125 т мають 8 коліс; крани вантажопідйомністю 160 – 200 т мають 16 коліс.

Впливи вантажопідйомних кранів безпосередньо на підкранові конструкції мають динамічний характер. Це обумовлено нерівностями кранових колій, перепадами у стиках рейок, а також ударами і ривками при роботі кранів. Проте, внаслідок демпфірувальних властивостей підкранових конструкцій кранові навантаження на несучі елементи поперечної рами розглядаються як квазістатичні.

Нормами проектування [1] розглядаються характеристичні значення величини навантажень від двох кранів F_0 або одного крана F_{01} . Передбачається врахування таких розрахункових граничних та експлуатаційних значень кранових навантажень:

– вертикальне навантаження від мостових та підвісних кранів:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0 \text{ (враховується від двох кранів на колії);}$$

$$F_e = \gamma_{fe} F_{01} \text{ (враховується від одного крана на колії);} \quad (3.14)$$

- горизонтальне навантаження, спрямоване поперек кранової колії:
для чотириколісних мостових кранів – бічна сила від перекосу моста та не-
паралельності кранових колій (від одного крана на одній колії або в одному
створі):

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01} ; H_e = H_{01} , \quad (3.15)$$

для багатоколісних (вісім коліс і більше) мостових кранів – бічна сила:

$$H_m = \gamma_{fm} H_0 \text{ (від двох кранів);}$$

$$H_e = H_{01} \text{ (від одного крана);} \quad (3.16)$$

для підвісних кранів від поперечного гальмування кранового візка:

$$R_m = \gamma_{fm} R_0 \text{ (від двох кранів);}$$

$$R_e = R_{01} \text{ (від одного крана);} \quad (3.17)$$

- горизонтальне навантаження мостових та підвісних кранів,
спрямоване вздовж кранової колії (враховується від одного крана):

$$P_m = \gamma_{fm} P_{01} ; P_e = P_{01} . \quad (3.18)$$

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за таблицю 3.8.

Таблиця 3.8

Коефіцієнти γ_{fm} для кранового навантаження				
T , років	50	10	1	0,1
γ_{fm}	1,1	1,07	1,02	0,97

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням γ_{fe} для кранового навантаження приймається таким, що дорівнює одиниці.

Вертикальні навантаження при розрахунку каркасів будівель враховуються не більш як від двох кранів на колії. Для багатопролітних будівель загальна кількість кранів, суміщених в одному створі, не повинна бути більшою від чотирьох. Сумісна їх дія враховується коефіцієнтом сполучень (табл. 3.9).

Таблиця 3.9

Коефіцієнти сполучення для кранового навантаження			
Групи режимів роботи кранів	Значення коефіцієнтів сполучень ψ при кількості кранів, що враховуються		
	1	2	4
1К – 6К	1	0,85	0,7
7К, 8К	1	0,95	0,8

Горизонтальні навантаження можуть бути враховані лише в сукупності з вертикальними, тому що горизонтальні сили не можуть виникати за відсутнос-

ті кранів. Вони можуть діяти поперек та вздовж кранових шляхів, але для кожного крана допускається враховувати тільки одне горизонтальне навантаження – поперечне або поздовжнє.

Основну частку горизонтальних поперечних навантажень від мостових кранів становлять бічні сили. За фізичною природою це сили тертя, що виникають при поперечному ковзанні коліс рухомого крана по рейках. Поперечне ковзання є результатом незбіжності площин обертання колеса крана з напрямком його руху, тобто перекосу. Крім загального перекосу моста крана при його русі причиною перекосу коліс можуть бути непаралельність кранових колій, неточність установки та нерівномірний знос ходових коліс, несиметричність вертикального навантаження на кран, нерівномірність коефіцієнта тертя на рейках через їх забруднення, піддатливість вузлових з'єднань моста крана, несправність механізму руху моста тощо. Внаслідок багатьох причин, що їх викликають, перекоси мають неусувний характер та характерні для будь-яких мостових кранів, що пересуваються реальними крановими коліями.

З точки зору величин та характеру бічних сил в окрему групу виділяють чотириколісні мостові крани, найбільш схильні до перекосів при русі. Особливо ця схильність проявляється для кранів з відношенням прольоту до бази $L_{cr}/B \geq 5$. Найбільші бічні сили чотириколісних мостових кранів реалізуються у так званому *найбільш косому положенні*, коли перекіс моста крана обмежується ребордами коліс, що контактують з рейками. Обмеження такого перекосу може здійснюватися колесами однієї сторони крана або колесами, розміщеними по діагоналі крана.

На відміну від чотириколісних кранів багатоколісні крани (з числом коліс 8 та більше) не схильні до перекосу моста під час руху, тому цей фактор не впливає на величини бічних сил таких кранів. Характер та величини бічних сил меншою мірою визначають перекоси окремих коліс, бо ці перекоси можуть компенсувати один одного, а рівнодійна сил декількох об'єднаних коліс виявляється значно меншою за суму максимально можливих бічних сил окремих коліс. Проте бічні сили таких кранів все ж перевищують гальмівні поперечні навантаження та передаються на обидві сторони кранової колії у вигляді різноспрямованих сил.

У разі підвісних кранів найбільш несприятливе горизонтальне поперечне навантаження від них спричиняється гальмуванням візка, яке розглядається як розподілене порівну між усіма колесами однієї сторони крана.

Основними параметрами мостових кранів, що впливають на навантаження на рейку, є їхня вантажопідйомність Q , схема і проліт моста крана, власна вага крана з візком G , а також вид приводу, спосіб підвісу вантажу, група режимів роботи та положення вантажу на крановому мості.

Звернімо увагу, що граничні вертикальні та поперечні горизонтальні кранові навантаження (за винятком навантаження від бічної сили для чотириколісних кранів) враховуються від дії двох зближених кранів на одній колії, у той час як експлуатаційні (для обчислення деформацій) – від дії лише одного крана на колії відповідно до (3.14) – (3.18). При розрахунку багатопролітних

будівель можна враховувати суміщення в одному створі по два крани в кожному прольоті для вертикальних навантажень та по одному крану – для горизонтальних гальмівних навантажень. Для визначення бічної сили від перекосу моста та непаральності колій у будь-якому разі враховується лише один кран у створі.

При крайньому розташуванні на мосту візка з вантажем на найближчу до нього рейку буде передаватися максимальний вертикальний тиск колеса крана $F_{\max}$, а на протилежну – мінімальний $F_{\min}$ (див. рис.3.7, б).

Схеми розташування коліс крана, а також характеристичні значення максимального тиску коліс крана $F_{n,\max}$ на тому боці, до якого наближений візок з вантажем, вказані у відповідних стандартах на крани. Для деяких типів кранів необхідні дані для проектування наведені у табл. Д.2.7.

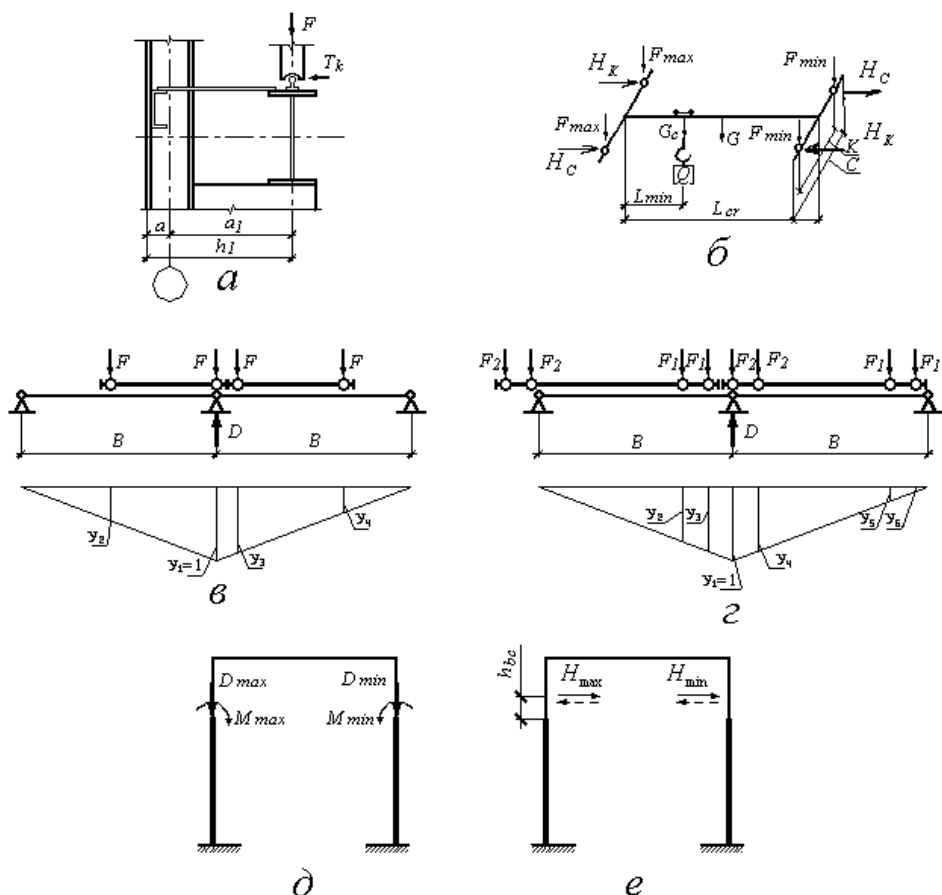


Рис. 3.7. Навантаження від мостових кранів:

а – діючі сили на рейку; б – схема мостового опорного крана; в, г – схеми встановлення кранів для визначення $D_{\max}$ і $D_{\min}$; д – вертикальне кранове навантаження на раму; е – горизонтальне кранове навантаження на раму

Для кранів вантажопідйомністю до 50 т включно, що мають чотири колеса ($2n_k=4$), найменший тиск коліс крана $F_{n,\min}$ визначають із рівняння рівноваги усіх сил на вертикальну вісь: $2F_{n,\max}+2F_{n,\min}-G-Q=0$. Звідси

$$F_{n,\min} = \frac{Q+G}{n_k} - F_{n,\max}, \quad (3.19)$$

де G – маса крана з візком; n_k – кількість коліс крана з одного боку.

Для кранів більшої вантажопідйомності, які мають 8 коліс ($2n_k=8$),

$$F_{n,\min} = \frac{Q+G}{n_k} - \frac{F_{1n,\max} + F_{2n,\max}}{2}. \quad (3.20)$$

Розрахункові граничні значення вертикального тиску коліс крана визначають за формулами

$$F_{\max} = F_{n,\max} \gamma_{fm}; \quad F_{\min} = F_{n,\min} \gamma_{fm}. \quad (3.21)$$

Коефіцієнти надійності за навантаженням наведено в табл. 4.9.

За браком даних, регламентованих стандартами, максимальне характеристичне значення тиску колеса крана можна визначити таким чином:

$$F_{n,\max} = \left[\frac{(Q+G_c)(L_{cr}-L_{\min})}{L_{cr}} + \frac{G-G_c}{2} \right] \frac{1}{n_k}, \quad (3.22)$$

де G_c – власна вага візка крана; L_{cr} – проліт крана; $L_{\min}$ – мінімальна відстань від осі підкранової балки до гака крана (див. рис. 3.7, б).

В однопролітних будівлях, які обладнані декількома мостовими кранами в одному ярусі, при розрахунку рам і колон вертикальні навантаження враховують від двох несприятливо розташованих кранів найбільшої вантажопідйомності, якщо кількість кранів у прольоті два або більше. У будівлі з одним краном і за умови, що другий кран не буде встановлено протягом усього строку експлуатації, навантаження враховуються тільки від одного крана.

Для визначення вертикального навантаження на колону від кранів, що передається як опорна реакція підкранових балок, використовують відповідні лінії впливів. У випадку розрізних підкранових балок їхня опорна реакція буде максимальною при такому розташуванні зближених кранів, коли одне з коліс знаходиться безпосередньо над колоною, а інші максимально наближені до неї. Схеми встановлення двох зближених кранів на лінію впливу опорної реакції вказані на рис. 3.7, в, г.

Вертикальне розрахункове граничне навантаження на колону, до якої наближений крановий візок, визначається за формулою

$$D_{\max} = (\psi \sum_{i=1}^n F_{\max} y_i + G_w) \gamma_n, \quad (3.23)$$

а на колону, від якої крановий візок віддалений, – за формулою

$$D_{\min} = (\psi \sum_{i=1}^n F_{\min} y_i + G_w) \gamma_n, \quad (3.24)$$

де y_i – ординати лінії впливу під відповідними колесами крана; $F_{\max}$ та $F_{\min}$ – за формулами (3.19) – (3.22); G_w – розрахункове граничне навантаження від власної ваги підкранових конструкцій на ділянці між колонами; ψ – коефіцієнт сполучення для кранів, що приймається за табл. 3.9.

Підкранові балки опираються на колони з ексцентриситетом e_2 щодо центра ваги підкранової частини колони (див. рис. 3.3). Якщо положення центра ваги перерізу на етапі статичного розрахунку ще невідоме, то можна припустити, що він лежить на серединній геометричній осі перерізу, при цьому $e_2 = h_1/2$. Вертикальне кранове навантаження переносять на центральну вісь колони з додатковими моментами (рис.3.7.д):

$$M_{\max} = D_{\max} e_2; \quad M_{\min} = D_{\min} e_2. \quad (3.25)$$

В багатопролітних будівлях на колони середнього ряду можуть одночасно діяти вертикальні сили $D_{\min}$ ($D_{\max}$) від кранів, які розташовані в суміжних прольотах зліва та справа від колони. При переносі цих сил на вісь колони треба враховувати напрямки моментів, що при цьому виникають (рис. 3.8).

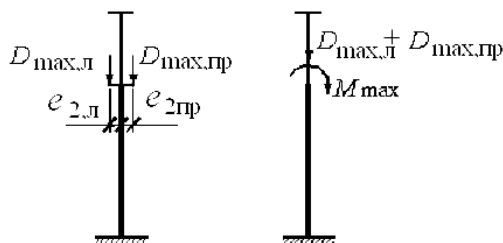


Рис. 3.8. Вертикальне навантаження на середню колону від кранів у суміжних прольотах

Розрізняють схеми прикладання бічних сил від чотириколісних та восьмиколісних кранів, враховуючи різне походження цих навантажень.

Характеристичне значення бічної сили для одного колеса чотириколісного крана визначається такою величиною:

$$H_{n,k} = 0,1 F_{n,\max} + \frac{\alpha(F_{n,\max} - F_{n,\min})L_{cr}}{K}, \quad (3.26)$$

де $F_{n,\max}$ та $F_{n,\min}$ – характеристичні значення вертикального тиску на колесо, на більш або на менш завантаженій стороні відповідно; K та L_{cr} – база і проліт крана; коефіцієнт $\alpha = 0,03$ при центральному приводі та $\alpha = 0,01$ – при роздільному приводі механізму руху моста.

Тут перший доданок відповідає силі поперечного ковзання колеса крана при його перекосі відносно поздовжньої осі рейки за відсутності контакту реборди колеса з рейкою, другий – відображає вплив на бічну силу колеса моме-

нту від перекосу моста в плані. Очевидним є вплив відношення B_{cr}/L_{cr} , а також зменшення перекосу при роздільному приводі порівняно з центральним.

Бічні сили $H_{n,k}$ прикладаються лише до двох коліс з однієї сторони або по діагоналі та завжди спрямовані в різні сторони, до двох інших коліс прикладаються сили $H_{n,c} = 0,1F_{n,max}$ (або $H_{n,c} = 0,1F_{n,min}$ у випадку, коли це більш невигідно), завжди спрямовані в один бік – назовні або всередину прольоту (рис. 3.9).

Горизонтальне навантаження на колону H обчислюється на кожний бік прольоту за тими самими лініями впливу, що й вертикальне, але з урахуванням лише одного крана.

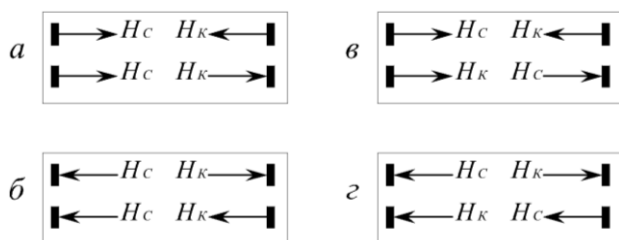


Рис. 3.9. Варіанти прикладання бічних сил для одного чотириколісного крана

Для розрахунку поперечних рам, колон або підкранових конструкцій слід обирати з наведених схем прикладання бічних сил найбільш невигідні схеми завантаження ліній впливу відповідних конструкцій.

Характеристичне значення бічної сили багатоколісних (вісім коліс і більше) кранів, що діє поперек кранових шляхів і є наслідком перекосу крана з вантажем, враховується на одне ходове колесо таким чином:

- для кранів з гнучким підвісом при розташуванні візка з вантажем посередині прольоту

$$H_{n,k} = 0,1(Q + G) / 2n_k ; \quad (3.27)$$

- для кранів з жорстким підвісом

$$H_{n,k} = 0,1F_{n,max} . \quad (3.28)$$

Приймається, що бічні сили багатоколісних кранів передаються на обидві сторони колії, на кожній стороні від кожного колеса мають один напрямок (усередину прольоту або назовні) та спрямовані на обох сторонах у різні боки (з обох сторін всередину прольоту або з обох сторін назовні). На одній стороні колії приймається повна бічна сила $H_{n,k}$, на іншій стороні $0,5H_{n,k}$ (рис.3.10). Застосування формул (3.27) – (3.28) передбачає врахування впливу двох зближених кранів відповідно до (3.16).

Розрахункове граничне горизонтальне навантаження на колону визначається як реакція гальмівних балок (ферм), яке виникає при такому самому роз-

ташуванні кранів, як і вертикальне навантаження, та обчислюється по лінії впливу опорної реакції гальмівної конструкції, яка не відрізняється від лінії впливу опорної реакції підкранової балки. Цю реакцію визначають за формулою

$$H_{\min(\max)} = \psi \left(\sum H_{n,i} \gamma_i \gamma_{fm} \right) \gamma_n. \quad (3.29)$$

Поперечне навантаження передається на колони в рівні гальмівних конструкцій на відстані h_{bc} від підкранової траверси (див. рис. 3.7, е, є), проте з метою спрощення розрахунків при висоті підкранових балок h_{bc} до 1 м допускається прикладення сили H у рівні уступу колони.

Для визначення найбільш небезпечного завантаження рами мостовими кранами в однопролітних будівлях необхідно розглянути шість випадків завантаження: двічі $D_{\max}$ прикладається по черзі на лівій і на правій колонах, та чотири рази прикладається H на ліву та на праву колону із зміною напрямку дії (див. рис. 3.7, д, е, є).

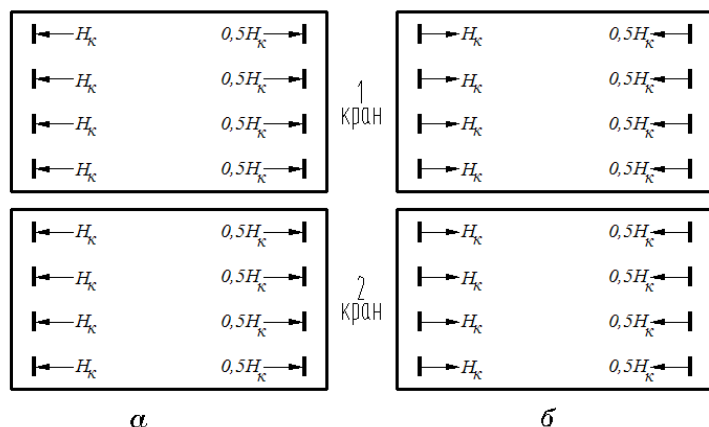


Рис. 3.10. Варіанти прикладання бічних сил для двох зближених багатокісних кранів

Горизонтальне розрахункове граничне навантаження вздовж кранових колій, яке виникає при гальмуванні моста крана, визначається при характеристичному значенні горизонтального поздовжнього навантаження $P_{01} = 0,1F_{n,\max}$ на гальмівні колеса однієї сторони крана за формулою

$$T_{fd} = 0,1F_{n,\max} \gamma_{fm} n_1 \gamma_n, \quad (3.30)$$

де n_1 – кількість гальмівних коліс з одного боку крана (якщо нема інших вказівок, то $n_1 = 0,5n_k$). Приймається, що навантаження T_{fd} може бути прикладене до правої або лівої балки кранової колії. Це навантаження враховується при розрахунку каркаса в поздовжньому напрямку.

У разі підвісних мостових кранів навантаження від них у вигляді вертикальних і горизонтальних зосереджених сил передається безпосередньо на ригель (рис. 3.11).

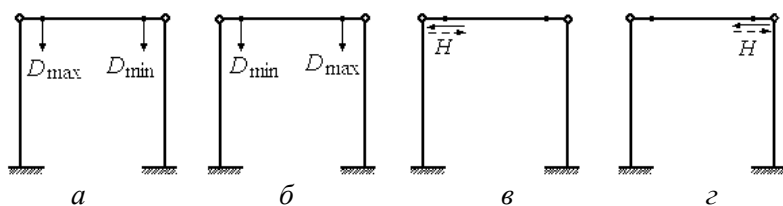


Рис. 3.11. Схеми навантаження від підвісних кранів:
 а, б – вертикальні навантаження; в, г – горизонтальні навантаження

Кранові балки для підвісних кранів можуть виконуватися як за розрізною, так і за нерозрізною схемами. У разі розрізних кранових балок для визначення $D_{\max}$, $D_{\min}$ і H використовують таку саму схему встановлення кранів, як на рис. 3.7, в.

Необхідні дані про підвісні мостові крани наведені в табл. Д.2.8 та Д.2.9.

Якщо балка нерозрізна, то для визначення ординат y_i необхідно побудувати лінію впливу опорної реакції для нерозрізної балки. Для спрощення розрахунків можна використати рішення для п'ятипролітної балки (табл. Д.4.12). При цьому необхідно розглянути лінії впливу опорних реакцій для трьох ригелів R_1 , R_2 і R_3 та визначити, яке з них дає найбільше значення $D_{\max}$. Зазначимо, що при наявності двох підвісних кранів найбільш небезпечним їх розташуванням не обов'язково буде таке, коли вони максимально зближені.

Характеристичне значення горизонтального навантаження підвісних кранів поперек кранової колії враховується як таке, що спричиняється гальмуванням візка, визначається від двох (або одного) кранів, передається на колеса однієї сторони кранової колії, розподіляється порівну між усіма колесами цієї сторони і може бути спрямоване як усередину, так і назовні прольоту (див. рис. 3.11). Сумарне значення цієї сили на колеса одного крана визначається як 0,5 суми значень вантажопідйомності крана (в кН) і ваги візка.

3.3. Визначення зусиль у поперечній рамі каркаса

Визначення зусиль в елементах плоскої рами здійснюється шляхом статичного розрахунку від кожного навантаження окремо.

Сучасні програмні комплекси, засновані на використанні метода скінченних елементів в формі метода переміщень, є основним інструментом чисельного аналізу міцності та стійкості будівельних конструкцій. При розрахунках з використанням програмних комплексів задача інженера полягає у виборі розрахункової схеми і виконанні формальних процедур щодо введення вхідної інформації за правилами, які регламентуються для кожного комплексу відповідною інструкцією.

Загальною вимогою для всіх комплексів є необхідність попередньо задавати жорсткості усіх елементів (у вигляді жорсткісних характеристик EA , EI тощо або конкретних перерізів), що входять до розрахункової схеми. Для цьо-

го використовують результати попередньо виконаних аналогічних проектів або задають перерізи за зусиллями, що визначені за наближеними методами (наприклад, у припущенні статичної визначуваності системи).

При розрахунку рам з використанням спрощених розрахункових схем (рис. 3.2, *ж, і*) наскрізний ригель замінюють еквівалентним йому за жорсткістю суцільним, момент інерції якого визначають так:

$$I_{gir} = (A_{f1}Z_1^2 + A_{f2}Z_2^2)\mu, \quad (3.31)$$

де A_{f1} і A_{f2} – площі перерізів нижнього і верхнього поясів ферми в середині прольоту; Z_1 і Z_2 – відстані від центра ваги поясів до нейтральної осі ферми в середині прольоту; μ – коефіцієнт, що враховує похил верхнього пояса i до горизонту та деформативність решітки: $\mu = 0,7$ при $i = 1/8 \dots 1/10$; $\mu = 0,8$ при $i = 1/15$; $\mu = 0,9$ при $i = 0$.

Якщо площі перерізів поясів невідомі, то необхідний момент інерції умовного ригеля можна визначити за формулою, яка широко використовується у практиці проектування:

$$I_{gir} = \frac{M_{\max} h_{gir}}{2R_y} \mu k_1 k_2, \quad (3.32)$$

де $M_{\max}$ – максимальний згинальний момент у ригелі (найчастіше в середині прольоту) як у звичайній балці від сумарного вертикального навантаження (при відсутності підвісних кранів $M_{\max}$ визначається від власної ваги конструкцій покриття і снігового навантаження); h_m – висота ферми в середині прольоту; $k_1 = 1,1 \dots 1,3$ – коефіцієнт, що дорівнює відношенню осередненої площі перерізів поясів ригеля до теоретичної площі перерізу нижнього пояса (в середньому $k_1 = 1,15$); $k_2 = 0,77 \dots 0,93$ – коефіцієнт, що враховує розвантаження ригеля в середині прольоту опорними моментами.

Площу перерізу умовного ригеля приймають такою, що дорівнює площі поясів ферми:

$$A_{gir} = 2A_f = 4I_{gir} / h_{gir}^2. \quad (3.33)$$

Відзначимо, що необхідність у попередньому визначенні моменту інерції та площі поясів ригеля за (3.31) – (3.33) при статичному розрахунку за спрощеною методикою виникає лише при жорсткому поєднанні ригеля з колоною.

Момент інерції нижньої частини колони можна визначити за наближеною формулою

$$I_1 = (N + 2 D_{\max}) h_1^2 / k_3 R_y, \quad (3.34)$$

де h_1 – відстань від зовнішньої грані крайньої колони до осі підкранової балки (для колон середніх рядів відстань між осями підкранових балок, що обпираються на колону); k_3 – коефіцієнт, що залежить від висоти колон, типу їхнього перерізу та кроку рам: для ступінчастих колон $k_3 = 2,5 \dots 3,0$ при кроці рам 6 м і $k_3 = 3,2 \dots 3,8$ при кроці рам 12 м; для колон сталого перерізу по висоті k_3

=2,2...2,5. Менші значення k_3 слід приймати при кранах невеликої вантажопідйомності.

Орієнтовна площа перерізу нижньої частини колони

$$A_1 = 4 I_1 / h_1^2. \quad (3.35)$$

Момент інерції верхньої надкранової частини колони шириною h_2 може бути знайдений з виразу

$$\frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 k = n, \quad (3.36)$$

де k – коефіцієнт, який змінюється в межах 1,2...1,8 при жорсткому сполученні колон із ригелями. У разі шарнірного спряження колон із ригелями $k = 1,8...2,0$ – для крайніх колон; $k = 2,0...2,3$ – для колон середніх рядів.

Знаючи I_1 , з (14.27) знаходять $I_2 = I_1/n$, а потім наближену площу перерізу верхньої частини колони:

$$A_2 = 4 I_2 / h_2^2. \quad (3.37)$$

Моменти інерції умовних горизонтальних елементів, що з'єднують верхні й нижні ділянки колон у рівні уступу, приймають на 2...3 порядки більшими від моментів інерції нижніх ділянок колон.

При розрахунках з використанням програмних комплексів об'єм інформації, що вводиться для розрахунку, може бути досить великим, і це робить вірогідною появу різного роду помилок, у тому числі й механічних. Тому результати статичного розрахунку необхідно детально оцінити, використовуючи певні правила або прийоми. Так, при розрахунку симетричних систем на симетричні навантаження отримані зусилля і переміщення також повинні бути симетричними і відповідати умовам закріплення або сполучення елементів. Можна також перевірити сумарне значення перерізувальних поперечних сил у всіх колонах у рівні сполучення з фундаментами, яке повинно врівноважуватися зовнішнім горизонтальним навантаженням.

При ручних розрахунках без використання ПК для статичного розрахунку використовують відомі методи будівельної механіки, обираючи в кожному конкретному випадку ті з них, які сприяють зменшенню трудомісткості обчислень. Так, при розрахунку однопролітних, а також багато-пролітних рам з ригелями, розташованими в одному рівні, доцільно використовувати метод переміщень, при застосуванні якого необхідно вибрати основну систему і побудувати для неї епюри M_i від одиничних переміщень та епюри M_p від зовнішніх навантажень. При побудові епюр доцільно скористатися готовими формулами для визначення опорних реакцій колон сталого перерізу і ступінчастих. Формули для випадку шарнірного приєднання ригелів до колон наведені в табл. Д.4.1.

Після складання канонічних рівнянь методу сил при одній невідомій X їх розв'язання та побудова епюр M , N і Q в перерізах рами не викликає прин-

ципових складностей, проте при значній кількості навантажень розрахунок виявляється досить трудомістким.

При розрахунках рам із жорстким спряженням ригелів з колонами на навантаження, що прикладені тільки до колон (крани, вітер), при виконанні умо-

ви $k \geq \frac{6}{(1 + 1,1\sqrt{\mu})}$, де $k = \frac{I_{gir}l_c}{I_1L_{gir}}$; $\mu = \frac{I_1}{I_2} - 1$, можна приймати жорсткість

ригеля при згині нескінченно великою. Це дає можливість приймати кути повороту перерізів колон у місцях спряження з ригелями такими, що дорівнюють нулю, і в такий спосіб знизити ступінь кінематичної невизначуваності рами.

Для однопролітної рами, в якій ригелі шарнірно спираються на колони, в табл. Д.4.1 наведені формули для визначення зайвих невідомих X в умовному ригелі від зовнішніх навантажень, які дають можливість досить просто виконати ручний розрахунок конкретної рами.

Зауважимо, що неточність при попередньому призначенні жорсткостей елементів рами до 30% і навіть більша не призводить до суттєвої похибки у визначенні внутрішніх зусиль, а відбивається тільки на визначенні деформацій. У разі значних розбіжностей між заданими жорсткостями і отриманими після підбору перерізів за результатами розрахунку статичний розрахунок можна уточнити.

3.4. Розрахункові сполучення зусиль в елементах рами

Для визначення розрахункових зусиль в елементах поперечної рами каркаса необхідно згинальні моменти, поздовжні і поперечні сили представити у вигляді певних комбінацій, які складають відповідно до вимог [1] для основних сполучень навантажень (див. табл.3.1).

В першу групу основних сполучень навантажень включають постійне і одне короткочасне навантаження. За одне короткочасне приймають навантаження від снігу, вітру або кранів (тільки вертикальне або вертикальне разом з горизонтальним). Коефіцієнт сполучення для першої групи дорівнює 1. При включенні до розрахунку двох і більше короткочасних навантажень за другою групою основних сполучень вони враховуються з коефіцієнтом сполучення 0,9.

При використанні лінійних методів розрахунку рам зусилля лінійно залежать від діючих навантажень, що дозволяє замість сполучень навантажень складати сполучення зусиль від цих навантажень. Це значно полегшує розрахунки, тому що сполучення зусиль складають тільки для тих перерізів колони, у яких напруження сягають максимуму.

Характерними перерізами для колон, в яких слід складати розрахункові сполучення зусиль, є такі:

- у рівні поєднання з фундаментом;
- у рівні поєднання з ригелем;
- по кінцях ділянок зі сталим перерізом у ступінчастих колонах;

- у перерізах, де зусилля M сягають максимуму.

У кожному з таких перерізів для визначення небезпечної комбінації зусиль визначають сполучення з найбільшими за абсолютними значеннями додатними $+M_{\max}$ і від'ємними $-M_{\max}$ моментами і відповідними їм поздовжніми силами N_{cor} , а також сполучення з найбільшими поздовжніми $N_{\max}$ і відповідними їм позитивними і від'ємними моментами $+M_{\text{cor}}$ і $-M_{\text{cor}}$. Таким чином, для кожного з характерних перерізів необхідно скласти такі можливі сполучення (з одним та двома і більше тимчасовими навантаженнями):

$$\begin{array}{ll} +M_{\max}, -N_{\text{cor}}; & -M_{\max}, -N_{\text{cor}}; \\ -N_{\max}, +M_{\text{cor}}; & -N_{\max}, -M_{\text{cor}}. \end{array}$$

Зауважимо, що в програмних розрахункових комплексах критерії комбінацій зусиль формуються більш строго, в основному на засадах визначення та порівняння максимальних напружень в характерних точках поперечних перерізів елементів.

Підрахунок розрахункових зусиль у колоні зручно виконувати в табличній формі, в якій записують ординати епюр зусиль N і M , побудованих за результатами статичного розрахунку рами на окремі навантаження. Перерізувальні зусилля Q записують тільки для нижнього перерізу наскрізних колон, де вони максимальні. Надалі вони потрібні для розрахунку з'єднувальної решітки та закріплення колони до фундаменту.

При складанні розрахункових зусиль необхідно дотримуватись таких правил:

1. Знаки зусиль M , N і Q слід приймати за тими правилами, які прийняті при статичному розрахунку рами.

2. Зусилля від постійного навантаження слід враховувати при складанні будь-якої комбінації першого і другого основних сполучень зусиль.

3. Зусилля від поперечного кранового навантаження приймають з будь-яким знаком, але обов'язково із зусиллями від вертикального тиску кранів (це зусилля від супровідного навантаження).

4. Зусилля від вітрового навантаження при складанні відповідної комбінації слід приймати при дії вітру з одного якогось боку – або зліва або справа (це зусилля від взаємовиключних навантажень).

5. Вибірку зусиль для визначення $\pm M_{\max}$ виконують так, щоб одержати найбільший за абсолютною величиною згинальний момент потрібного знака у розглядуваному перерізі, або, якщо це неможливо, – якнайменше значення M протилежного знака. Для цього для згинального моменту від постійного навантаження (зі своїм знаком) додають один найбільший позитивний згинальний момент, що відповідає дії на раму одного з короткочасних навантажень (для сполучення першої групи), і всі позитивні моменти з коефіцієнтом сполучень 0,9 (для сполучення другої групи).

6. Відповідні нормальні сили N_{cor} для перших двох комбінацій визначають складанням (з урахуванням відповідних коефіцієнтів сполучення) зусиль N від окремих завантажень, які були використані при підрахунках $\pm M_{\max}$.

7. При складанні третьої комбінації необхідно одержати найбільшу за абсолютною величиною нормальну силу $N_{\max}$. Для сполучень першої групи зусилля від постійного навантаження необхідно скласти з зусиллям від снігу (для перерізів верхньої частини колон) або з зусиллям від вертикального тиску кранів (для перерізів нижньої частини колон). При сполученні другої групи зусилля від короткочасних навантажень (снігу і кранів) приймають з коефіцієнтом 0,9.

Відповідний згинальний момент може мати різні значення, тому для сполучень другої групи слід визначати додатне $+M_{cor}$ і від'ємне $-M_{cor}$ значення, враховуючи і ті навантаження, при дії яких $N = 0$.

8. При вибірці зусиль для визначення $Q_{\max}$ необхідно знайти максимальну за абсолютною величиною перерізувальну силу з урахуванням відповідних коефіцієнтів сполучення.

Детальніше це буде показано при розрахунку колон (приклад 4.1), де будуть розглянуті розрахункові сполучення зусиль, що складені за результатами, одержаними в прикладі 3.1.

В разі шарнірного приєднання ригеля до колони розглядаються три характерні перерізи лівої колони рами: 1 – 1, що відповідає перерізу надкранової частини колони в рівні її приєднання до підкранової частини, 2 – 2 – те саме, переріз підкранової частини, 3 – 3 – переріз у рівні обпирання колони на фундамент.

Для випадків жорсткого приєднання ригеля рами до колон слід розглядати ще один переріз – у рівні опорного вузла ригеля.

Розрахунок і конструювання колон виконують за найбільш несприятливою комбінацією розрахункових зусиль, знайдених для кожного перерізу.

Якщо статичний розрахунок рами виконаний в передумові, що в розрахунковій схемі ригель має суцільний переріз і завантажений рівномірно розподіленим навантаженням від власної ваги і снігу, то при наявності в конструктивній схемі наскрізного ригеля сумарне зусилля від усіх навантажень слід додавати до зусиль в елементах нижнього пояса, тому що при виборі розрахункової схеми рами вісь еквівалентного суцільного ригеля суміщають саме з віссю нижнього пояса ферми.

При жорсткому спряженні наскрізного ригеля з колонами окрім поздовжніх зусиль в ригелі враховують опорні моменти $M_{оп1}$ та $M_{оп2}$. Їхні значення визначають з розрахунку рами від усіх видів навантажень при несприятливому сполученні останніх.

Детальніше про розрахунок наскрізного ригеля у складі поперечної рами див. гл.5.

Приклад 3.1

Визначити розрахункові зусилля в елементах однопролітної рами за даними прикладу 2.1.

Постійні навантаження (рис. 3.12)

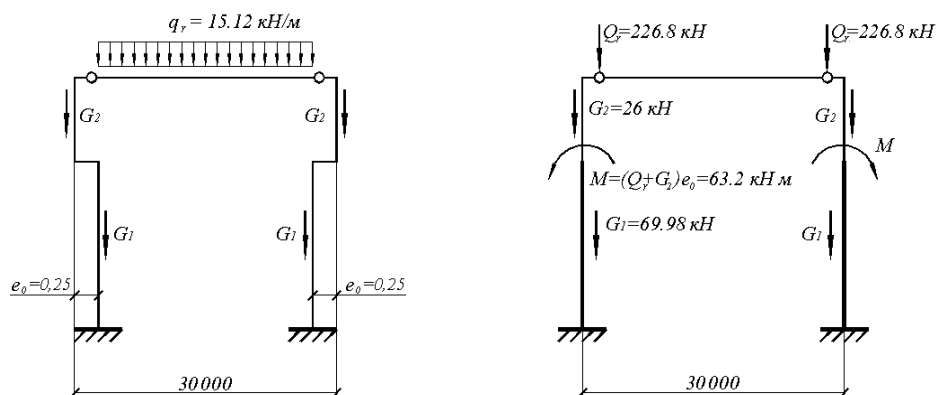


Рис. 3.12. Схема постійного навантаження

Таблиця 3.10

Постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1м²

Елемент покритті	Характеристичне значення навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, γ_{fn}	Розрахункове граничне навантаження, кН/м ²
Захисний шар ґравію, втопленого в бітумну мастику $t = 10\text{мм}, \rho = 2000\text{кг/м}^3$	0,20	1,3	0,26
Гідроізоляція (чотири шари руберойду)	0,16	1,2	0,21
Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити ($t = 100\text{мм}, \rho = 200\text{кг/м}^3$)	0,20	1,3	0,26
Пароізоляція (один шар пергаменту)	0,05	1,3	0,065
Сталевий профільований настил Н60-845-0,7	0,088	1,05	0,092
Наскрізнi прогони	0,08	1,05	0,084
Наскрізнi ригелі (ферми)	0,25	1,05	0,26
В'язі по покриттю	0,04	1,05	0,04
Разом, з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,0$	1,07		$g = 1,26$
1. За табл. Д.1.5 прийнято: для розрахунку за несучою здатністю (перший граничний стан) $\gamma_n = 1,0$; для розрахунків за деформаціями (другий граничний стан) $\gamma_{ne} = 0,95$ 2. Розрахункове експлуатаційне значення постійного навантаження обчислюється щодо характеристичного навантаження з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_{fe} = 1,0$ та чисельно збігається з характеристичним.			

Розрахункове граничне лінійно розподілене навантаження на ригель рами від власної ваги покриття при похилі покриття $i=1,5\%$ ($\cos \alpha \approx 0$) за (3.2):

$$q_r = g B / \cos \alpha = 1,26 \cdot 12 / 1 = 15,12 \text{ кН/м.}$$

Опорна реакція ригеля рами:

$$Q_r = q_r L / 2 = 15,12 \cdot 30 / 2 = 226,8 \text{ кН.}$$

Власна вага колони (використовуємо дані табл. Д. 2.1, орієнтовно приймаємо навантаження від власної ваги колони, приведене до 1 м^2 площі будівлі $q_k = 0,30 \text{ кН/м}^2$):

$$G_k = q_k B L / 2 = 30 \cdot 12 \cdot 30 \cdot 10^{-2} / 2 = 54 \text{ кН.}$$

Вага нижньої (підкранової) частини колони становить близько 80%, верхньої (надкранової) близько 20% ваги колони. Граничне розрахункове навантаження від власної ваги колони:

- підкранової частини колони

$$G_{k1} = 0,8 G_k \gamma_{fm} = 0,8 \cdot 54 \cdot 1,05 = 45,36 \text{ кН;}$$

- надкранової частини колони:

$$G_{k2} = 0,2 G_k \gamma_{fm} = 0,2 \cdot 54 \cdot 1,05 = 11,34 \text{ кН.}$$

Характеристичне навантаження від стінового огороження визначаємо з табл. Д. 2.1, розрахункове граничне – обчислене в табл. 3.11.

Таблиця 3.11

Постійні навантаження від стінового огороження

Елемент стінового огороження	Характеристичне значення навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Розрахункове граничне навантаження, кН/м ²
Тришарові стінові панелі	0,20	1,2	0,24
Вікна з подвійним склінням розміром 6х1,2 м	0,33	1,2	0,391
Ригелі поздовжнього стінового фахверка	0,03	1,05	0,031
Всього:			
- для суцільних стін	0,23		0,271
- для віконного заповнення	0,33		0,391

Граничне розрахункове навантаження від стінового огороження обчислюємо з урахуванням наявності стояка поздовжнього фахверку (встановлюється між основними колонами при $B=12 \text{ м}$, див. рис. 2.25, в) з ділянки стіни, що дорівнює половині кроку рам $B/2$:

- на верхню частину колони від позначки +10.87 м до позначки +20.0 м:

$$G_{w2} = 0,271 \cdot (20,0 - 10,87) \cdot 12 / 2 = 14,66 \text{ кН,}$$

- на нижню частину колони від позначки +0,8 м до позначки +10.870 м:

$$G_{w1} = 0,391(10,87 - 0,8) \cdot 12 / 2 = 24,62 \text{ кН.}$$

Граничне сумарне навантаження на верхню і нижню частини колони від власної ваги колони і стінового огороження за (3.5) з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням:

$$G_2 = (G_{K2} + G_{w2}) \gamma_n = (11,34 + 14,66) \cdot 1,0 = 26,00 \text{ кН};$$

$$G_1 = (G_{K1} + G_{w2}) \gamma_n = (45,36 + 24,62) \cdot 1,0 = 69,98 \text{ кН}.$$

Навантаження від власної ваги підкранових конструкцій, з огляду на його незначний вплив, врахуємо при визначенні навантаження від кранів.

Поздовжні сили G_1 і G_2 вважаємо прикладеними посередині відповідних ділянок колон. Внаслідок малості нехтуємо ексцентриситетом прикладення навантаження відносно центра ваги перерізу колони за (3.6).

Визначаємо момент у рівні сполучення верхньої і нижньої частин колон:

$$M = (G_1 + G_2) \cdot e_0 = (226,8 + 26,0) \cdot 0,25 = 63,2 \text{ кНм}.$$

Спрощена розрахункова схема рами має спрямлені осі ступінчастих колон, суміщені з осями верхніх ділянок. Таке спрощення схеми не впливає на розрахункові зусилля, крім випадків завантаження верхніх ділянок вертикальними навантаженнями (від ригеля та частково власної ваги стін), що передаються на нижню частину колони з ексцентриситетом e_0 . Це враховується зосередженим моментом у рівні межі верхньої (надкранової) та нижньої (підкранової) частин колони. Наявність ексцентриситету e_0 враховується формулами табл. Д. 4.1, тому цей зосереджений момент не розглядається як компонент навантаження при визначенні невідомого зусилля X .

Навантаження від снігу (рис. 3.13)

Для визначення граничного розрахункового навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття для м. Києва необхідні такі відомості:

- характеристичне значення снігового навантаження $S_0 = 1,55 \text{ кПа}$ (табл. Д. 2.2);
- коефіцієнт розподілення снігового навантаження $C = \mu = 1,0$ залежно від профілю покриття при $\alpha < 25^\circ$ (табл. Д.2.3);
- для будівель з проектним терміном експлуатації $T_{ef} = 50$ років коефіцієнт надійності на граничному сніговим навантаженням $\gamma_{fm} = 1,0$ (табл. Д.1.7).

Розрахункове граничне навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття $S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,0 \cdot 1,55 \cdot 1,0 = 1,55 \text{ кН/м}^2$.

Граничне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на ригель з урахуванням $\gamma_n = 1,0$ за (3.7):

$$q_s = S_m \cdot B \cdot \gamma_n = 1,55 \cdot 12 \cdot 1,0 = 18,6 \text{ кН/м}.$$

Опорна реакція ригеля від снігового навантаження:

$$Q_s = q_s \cdot \frac{L}{2} = 18,6 \cdot \frac{30}{2} = 265,05 \text{ кН}.$$

Зосереджений момент через зміщення осей верхньої та нижньої частин:

$$M = Q_s \cdot e_0 = 265,05 \cdot 0,25 = 66,26 \text{ кНм}.$$

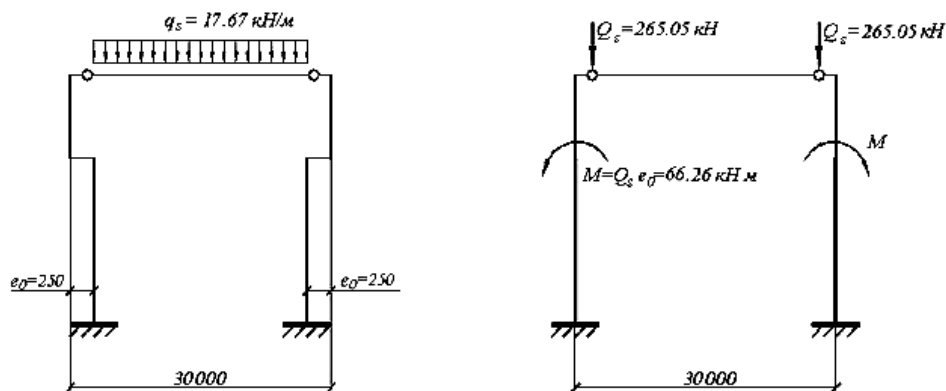


Рис. 3.13. Схема снігового навантаження

Навантаження від мостових кранів

А. Вертикальне навантаження від мостових кранів:

Дані про мостовий кран приймаємо за табл. Д.2.7.

Таблиця 3.12

Дані про мостові крани

Q, т	L, м	L _{кр} , м	C, мм	K, мм	F _{n,max} , кН	G _c , т	G, т	Кількість коліс з одного боку n _k	Розраху- нкова кіль- кість кра- нів
50	30	28,5	6760	5250	415	15,2	59,5	2	2

Навантаженні від кранів передається на раму каркасу як опорна реакція підкранової балки. Підкранові балки запроектовані однопролітними розрізними. Схема встановлення двох зближених кранів на лінію впливу опорної реакції наведена на рис. 3.14.

Розрахунковий тиск від кранового навантаження на колони визначаємо за лініями впливу опорних реакцій підкранових балок при найбільш несприятливому розташуванні двох зближених кранів. В разі розміщення візка з вантажем біля однієї опорної сторони крана тиск на колони від опорних коліс крана буде різним.

Характеристичне значення максимального тиску одного колева крана на рейку при максимальному наближенні візка за табл. 3.12 $F_{n,max} = 415$ кН, значення мінімального тиску одного колеса на рейку в цьому разі визначимо за формулою (3.19):

$$F_{n,min} = \frac{Q + G}{n_k} - F_{n,max} = \frac{500 + 595}{2} - 415 = 132,5 \text{ кН.}$$

Максимальна опорна реакція двох підкранових балок, на яких можна розмістити максимально завантажені колеса однієї сторони крана, тобто максимальний тиск на колону, визначимо за формулою (3.23)

$$D_{\max} = \psi \sum_{i=1}^n F_{n,\max} y_i \gamma_{fm} n_0 \gamma_n =$$

$$= 0,85 \cdot 415 \cdot (1 + 0,874 + 0,562 + 0,440) \times 1,1 \cdot 1,05 \cdot 1,0 = 1171,8 \text{ кН},$$

де прийнято $\psi = 0,85$ – коефіцієнт сполучення при врахуванні двох кранів груп режимів роботи 1К – 6К (табл. 3.9); $\gamma_{fm} = 1,1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням при заданому середньому періоді повторюваності $T = 50$ років (табл. 3.8); $n_0 = 1,05$ – коефіцієнт, що враховує власну вагу підкранової та гальмівної балок та тимчасове корисне навантаження на ній, y_i – ординати лінії впливу під відповідним колесом крана.

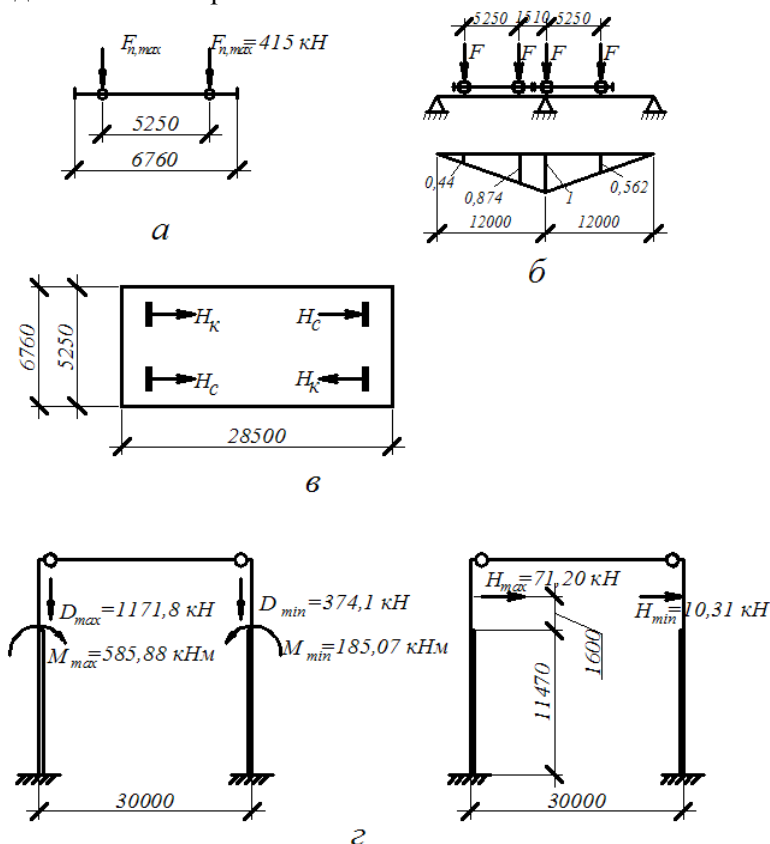


Рис. 3.14. Кранове навантаження:

а – схема розташування колісної групи; б – схема встановлення двох кранів на лінію впливу; в – схема розподілення бічних сил на колеса крана; г – схема кранового навантаження на раму

Мінімальне граничне навантаження на колону за (3.24) становить:

$$D_{\min} = \psi \sum_{i=1}^n F_{n,\min} y_i \gamma_{fm} n_0 \gamma_n =$$

$$= 0,85 \cdot 132,5 \cdot (1 + 0,874 + 0,562 + 0,440) \times 1,1 \cdot 1,05 \cdot 1,0 = 374,1 \text{ кН.}$$

Розрахункові зовнішні моменти від кранового навантаження, що передаються через підкранові балки, визначаємо за (3.25) відносно центральної осі нижньої частини колони:

$$M_{\max} = D_{\max} \frac{h_1}{2} = 1171,8 \cdot 0,5 = 585,88 \text{ кНм;}$$

$$M_{\min} = D_{\min} \frac{h_1}{2} = 374,1 \cdot 0,5 = 187,05 \text{ кНм.}$$

Тут прийнято, що для випадку симетричного перерізу підкранової частини колони $e_2 = h_1/2 = 1000/2 = 500 \text{ мм}$.

Б. Горизонтальне кранове навантаження

Характеристичне значення горизонтального навантаження чотириколісного мостового крана, спрямованого поперек кранового шляху, яке спричиняється перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових колій (бічна сила), на одне колесо крана визначаємо за (3.26):

$$H_{n,k} = 0,1 F_{n,\max} + \frac{\alpha(F_{n,\max} - F_{n,\min})L_{cr}}{K} = 0,1 \cdot 415 + \frac{0,01(415 - 132,5) \cdot 28,5}{5,25} =$$

$$= 56,84 \text{ кН.}$$

Тут при роздільному приводі механізму руху моста прийнято $\alpha = 0,01$.

Розглядаємо найнесприятливішу відносно опорної реакції балок схему прикладання бічних сил. Вважаємо, що навантаження $H_{n,k}$ прикладається до двох коліс по діагоналі крана та спрямоване в різні сторони. Сили $H_{n,c}$, що прикладаються до інших коліс, вважаємо направленими зліва направо:

$$H_{n,c} = 0,1 F_{n,\max} = 0,1 \cdot 415 = 41,5 \text{ кН.}$$

Граничне розрахункове горизонтальне навантаження на колону від бічних сил (3.29) з урахуванням коефіцієнта надійності за граничним значенням кранового навантаження $\gamma_{fm} = 1,1$ (табл.3.8):

– на ліву колону

$$H_{\max} = \psi \sum (H_{n,i} y_i) \gamma_{fm} \gamma_n = 0,85(56,84 \cdot 1,0 + 41,50 \cdot 0,562) \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 71,20 \text{ кН;}$$

– на праву колону

$$H_{\min} = 0,85(-41,50 \cdot 1,0 + 56,84 \cdot 0,562) \cdot 1,1 \cdot 1,0 = -10,31 \text{ кН.}$$

Горизонтальні сили H прикладені в рівні верху кранової рейки та передаються на ліву та праву колони через гальмівні конструкції в рівні верхнього пояса підкранової балки, причому напрямок дії цих навантажень може бути змінений на протилежний одночасно на двох колонах.

Завантаження розрахункової схеми навантаженнями від дії мостових кранів наведене на рис. 3.14, з.

Слід пам'ятати, що вертикальне навантаження D є супутнім для поперечного навантаження H в тому сенсі, що не розглядається за відсутності D , у той час, як D може враховуватися без H .

Вітрове навантаження

Для визначення величини вітрового навантаження для м. Києва, I тин місцевості (відкрита місцевість) необхідні такі відомості:

- характеристичне значення вітрового тиску для заданого району будівництва $W_0 = 0,37$ кН/м (табл. Д.2.2);
- аеродинамічні коефіцієнти (рис. 3.15) розподілу вітрового навантаження залежно від профілю споруди показані на рис.3.15. Активний тиск вітру прийнятий з коефіцієнтом $C_e = +0,8$, а від'ємний при значеннях $b/l > 2$ та $h_1/l = 22,9/30 = 0,76$ дорівнює $C_{e3} = -0,55$ (за табл. Д.2.4). Вітровим навантаженням на горизонтальних ділянках покриття з від'ємними значеннями аеродинамічних коефіцієнтів, що незначною мірою впливає на зусилля у рамі каркасу, можна нехтувати;
- для будівель з проектним терміном експлуатації $T = 50$ коефіцієнт надійності на граничному вітровим навантаженням $\gamma_{fm} = 1,0$ (табл.3.6).

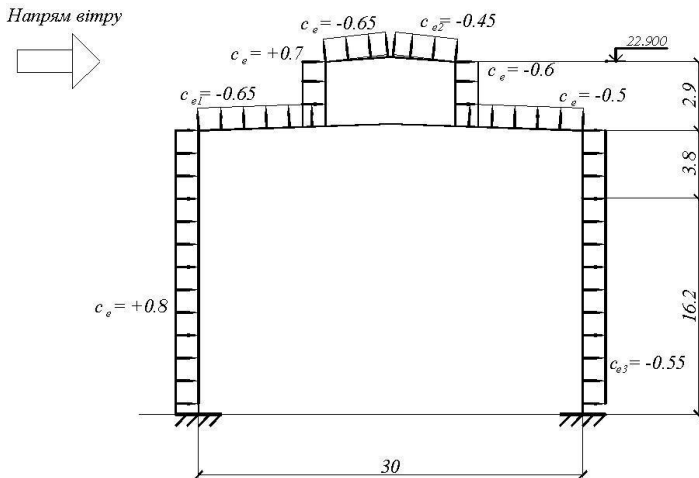


Рис. 3.15. До визначення аеродинамічних коефіцієнтів

Стінові панелі вертикально розташовуються на системі горизонтальних стінових ригелів довжиною 6м, закріплених на основних колонах та додаткових стояках поздовжнього стінового фахверку, що розміщені між основними колонами через $B/2 = 12/2 = 6$ м (рис. 3.16, б). Фахверковий стояк не з'єднується з гальмівними конструкціями підкранових колій, а верхнім кінцем обпирається на горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм на позначці +16,2 м.

Вітрове навантаження на поперечну раму, що розраховується, прикладається як розподілене по висоті основної колони (на ділянці B від рівня землі до низу кроквяної ферми, рис. 3.16,б) та у вигляді зосереджених сил у верхніх вузлах рами. Ці зосереджені сили враховуються з ділянок A_1 та A_3 , розмішених вище осі ригеля, прийнятої у розрахунковій схемі, та від опорної реакції стояка поздовжнього фахверка – з ділянки A_2 (рис. 3.16, б).

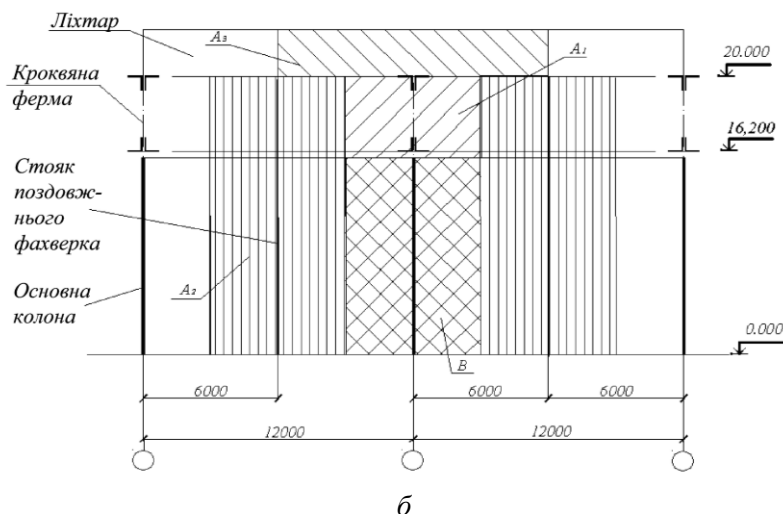
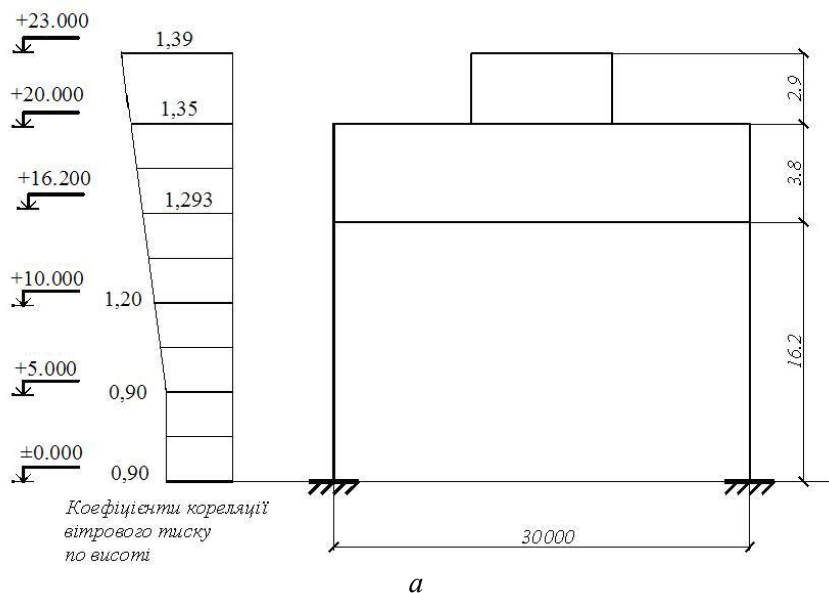


Рис. 3.16. Схема розподілу вітрового навантаження по висоті рами (а) та по поздовжній поверхні будівлі (б)

Розподілене навантаження на основну колону рами змінюється зі збільшенням висоти відносно рівня землі (рис. 3.16, а) за складним законом. Для спрощення розрахунку таку дію вітру можна замінити на рівномірно розподілене еквівалентне навантаження, інтенсивність якого визначається з умови, що згинальний момент у защемленні колони залишається таким самим. Значення коефіцієнта переходу до еквівалентного навантаження для рами з позначкою низу ригеля $H = 16,2$ м за табл. Д.2.6 дорівнює $C_{eq} = 1,145$.

Еквівалентне рівномірно розподілене вітрове навантаження при кроці рам 12 м з проміжним стояком стінового фахверку розраховується за (3.12):

– активне:

$$q_{w,a} = W_0 C_e C_{eq} \gamma_{fm} \frac{B}{2} \gamma_n = 0,37 \cdot 0,8 \cdot 1,145 \cdot \frac{12}{2} \cdot 1,0 = 1,93 \text{ кН/м};$$

– пасивне:

$$q_{w,p} = W_0 C_{e3} C_{eq} \gamma_{fm} \frac{B}{2} \gamma_n = 0,37 \cdot 0,55 \cdot 1,145 \cdot \frac{12}{2} \cdot 1,0 = 1,33 \text{ кН/м}.$$

Вітрове навантаження, що діє вище нижнього пояса ригеля (тобто з висоти, що не увійшла до розрахункової схеми), враховується як зосереджені сили з відповідної площі за (3.13) з середніми по висоті коефіцієнтами C_h (див. рис. 3.16, а):

$$A_1 = (20 - 16,2) \cdot 12 / 2 = 22,8 \text{ м}^2 \text{ при } C_{h,сеп,1} = \frac{1,293 + 1,350}{2} = 1,322;$$

$$A_3 = 2,9 \cdot 12 = 34,8 \text{ м}^2 \text{ при } C_{h,сеп,3} = \frac{1,350 + 1,390}{2} = 1,370;$$

$$\begin{aligned} \text{– активне } W_{a1} &= W_0 (A_1 C_1 C_{h,сеп,1} + A_3 C_3 C_{h,сеп,3}) \gamma_{fm} \gamma_n = \\ &= 0,37 \cdot (22,8 \cdot 0,8 \cdot 1,322 + 34,8 \cdot 0,7 \cdot 1,370) \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 20,21 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– пасивне

$$W_{p1} = 0,37 \cdot (22,8 \cdot 0,55 \cdot 1,322 + 34,8 \cdot 0,6 \cdot 1,370) \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 15,88 \text{ кН}.$$

Вітрове навантаження, яке сприймає стояк фахверка з площі A_2 , передається на раму через горизонтальну розпірку (верхню опору стояка) в рівні нижніх поясів ферм (рис. 3.17).

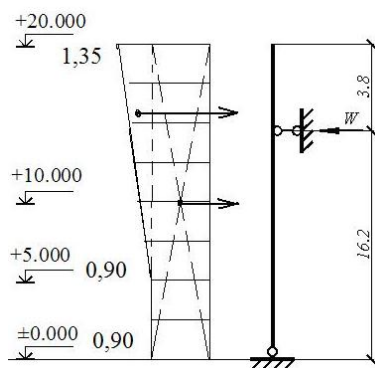


Рис. 3.17. До визначення опорної реакції фахверкового стояка

Верхня опорна реакція W стояка може бути знайдена з рівняння, яке складене з умови рівності нулю моментів відносно точки закріплення стояка на фундаменті:

$$W \cdot 16,2 - q_0 C_{aer} (0,9 \cdot 20 \cdot 10 + (1,35 - 0,9) \cdot \frac{15}{2} \cdot 15) = 0.$$

Тут $q_0 = W_0 \frac{B}{2} \gamma_{fm} \gamma_n = 0,37 \cdot \frac{12}{2} \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 2,11 \text{ кН/м}$, а відповідно з рівняння визначаємо $W = C_{aer} \cdot 30,04$. Незначною різницею між висотою прикладення вітрового навантаження та фактичною висотою колони нехтуємо.

Тоді навантаження від опорних реакцій фахверкових стояків зліва та справа буде:

$$W_{c,a} = 0,8 \cdot 30,04 = 24,03 \text{ кН};$$

$$W_{c,p} = 0,55 \cdot 30,04 = 16,52 \text{ кН}.$$

Сумарна зосереджена сила від вітрового навантаження:

$$W_a = W_{a1} + W_{c,a} = 20,21 + 24,03 = 44,24 \text{ кН};$$

$$W_p = W_{p1} + W_{c,p} = 15,88 + 16,52 = 32,40 \text{ кН}.$$

Навантаження від вітрового тиску показане на рис. 3.18.

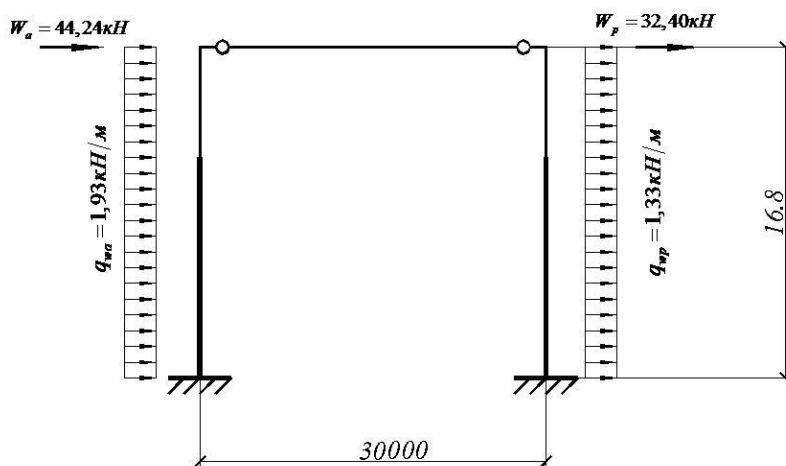


Рис. 3.18. Схема вітрового навантаження

Визначення зусиль у перерізах поперечної рами

У даному прикладі статичний розрахунок поперечної рами виконується за формулами табл. Д.4.1. Виходячи із орієнтовних жорсткісних характеристик та позначень на рис. 3.19, обчислимо коефіцієнт розрахункової схеми:

$$\eta = \frac{l_2}{l_c} = \frac{5330}{16800} = 0,317.$$

Визначаємо співвідношення жорсткостей підкранової та надкранової частин колони та допоміжні коефіцієнти при $e_1 = 0,20$ м та $e_0 = (1,0 - 0,5)/2 = 0,25$ м:

$$n = \frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 k_1 = \left(\frac{1}{0,5} \right)^2 1,9 = 7,6;$$

$$\alpha_2 = \frac{(n-1)\eta^2 + 1}{n} = \frac{(7,6-1) \cdot 0,317^2 + 1}{7,6} = 0,219;$$

$$\alpha_3 = \frac{(n-1)\eta^3 + 1}{n} = \frac{(7,6-1) \cdot 0,317^3 + 1}{7,6} = 0,159;$$

$$\alpha_4 = \frac{(n-1)\eta^4 + 1}{n} = \frac{(7,6-1) \cdot 0,317^4 + 1}{7,6} = 0,140.$$

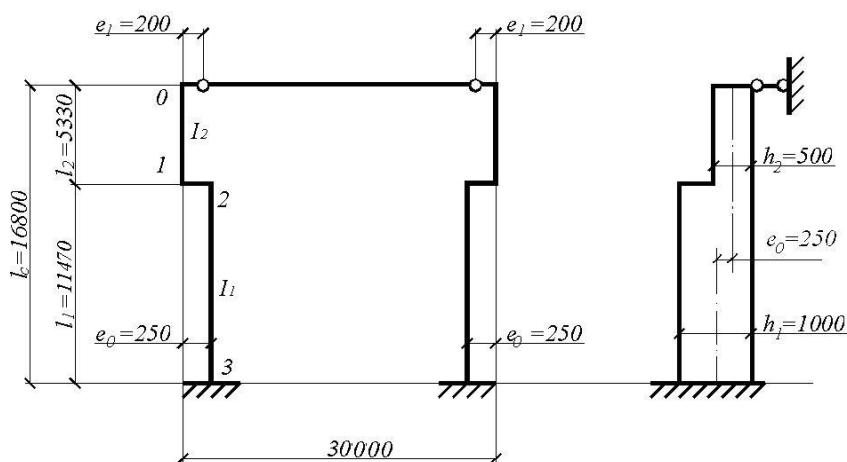


Рис.3.19. Розрахункова схема рами

Зусилля від постійних навантажень:

$$X = -\frac{Q_r}{l_c} \cdot \frac{3}{2\alpha_3} \left[e_1\alpha_2 - e_0(\alpha_2 - \eta^2) \right] =$$

$$= -\frac{2268}{16,8} \cdot \frac{3}{2 \cdot 0,159} \cdot \left[0,2 \cdot 0,219 - 0,25 \cdot (0,219 - 0,317^2) \right] = -1,805 \text{ кН};$$

$$M_0 = -2268 \cdot 0,2 = -45,36 \text{ кНм};$$

$$M_1 = 1,805 \cdot 5,33 - 45,36 = -35,74 \text{ кНм};$$

$$M_2 = -35,74 + (2268 + 26,0) \cdot 0,25 = -35,74 + 63,20 = 27,46 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 1,805 \cdot 16,8 - 45,36 + 63,20 = 48,16 \text{ кНм};$$

$$N_0 = -2268 - 26 = -252,8 \text{ кН};$$

$$N_1 = N_0 = -2268 - 26 = -252,8 \text{ кН};$$

$$N_2 = -252,8 - 69,98 = -322,78 \text{ кН};$$

$$N_3 = N_2 = -252,8 - 69,98 = -322,78 \text{ кН};$$

$$Q_0 = -1,805 \text{ кН};$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = -1,805 \text{ кН}.$$

Зусилля від снігового навантаження:

$$X = -\frac{Q_s}{l_c} \cdot \frac{3}{2\alpha_3} \left[e_1 \alpha_2 - e_0 (\alpha_2 - \eta^2) \right] = -\frac{265,05}{16,8} \cdot 0,134 = -2,114 \text{ кН},$$

де X визначається аналогічно тому, як це робиться при розрахунку зусиль від постійного навантаження.

$$M_0 = -265,02 \cdot 0,2 = -53,01 \text{ кНм};$$

$$M_1 = 2,114 \cdot 5,33 - 53,01 = -41,74 \text{ кНм};$$

$$M_2 = -41,74 + 265,05 \cdot 0,25 = -41,74 + 66,26 = 24,52 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 2,114 \cdot 16,8 - 53,01 + 66,26 = 48,77 \text{ кНм};$$

$$N = -265,05 \text{ кН};$$

$$Q = -2,114 \text{ кН}.$$

Зусилля від вертикального кранового навантаження:

$$\varepsilon_1 = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{187,05}{585,88} = 0,319;$$

$$X = -\frac{M_{\max}}{H} \cdot \frac{3(\alpha_2 - \eta^2)}{4\alpha_3} (1 + \varepsilon_1) = -\frac{585,88}{16,8} \cdot \frac{3(0,219 - 0,319^2)}{4 \cdot 0,159} \cdot (1 + 0,319) =$$

$$= -25,714 \text{ кН}.$$

Зусилля при $D_{\max}$ на лівій колоні:

$$M_1 = 25,714 \cdot 5,33 = 137,06 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 137,06 - 585,88 = -448,82 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 25,714 \cdot 16,8 - 585,88 = -153,88 \text{ кНм};$$

$$N_{2-3} = -117,18 \text{ кН};$$

$$Q = -25,714 \text{ кН}.$$

Зусилля при $D_{\max}$ на правій колоні:

$$M_1 = 25,714 \cdot 5,33 = 137,06 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 137,06 - 187,05 = -49,99 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 25,714 \cdot 16,8 - 187,05 = 244,98 \text{ кНм};$$

$$N_{2-3} = -374,1 \text{ кН};$$

$$Q = 25,714 \text{ кН}.$$

Зусилля від горизонтального кранового навантаження:

$$\psi = \frac{5,33 - 1,60}{16,80} = 0,222.$$

Навантаження в подальшому розрахунку будуть враховуватися зі знаками “±”, епюри побудовані лише для напрямку навантаження, показаного на рис. 3.14, з.

$$\begin{aligned} X &= -\frac{(H_{\max} - H_{\min})}{2} \left[1 - \frac{\psi}{2\alpha_3} (3\alpha_2 - \psi^2) \right] = \\ &= -(71,20 - 10,31) \cdot 0,5 \left[1 - \frac{0,222}{2 \cdot 0,159} (3 \cdot 0,219 - 0,222^2) \right] = -23,47 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Зусилля при $H_{\max}$ на лівій колоні:

$$M_H = 23,47 \cdot 3,73 = 87,54 \text{ кНм};$$

$$M_1 = 23,47 \cdot 5,33 - 71,20 \cdot 1,60 = 11,17 \text{ кНм};$$

$$M_2 = M_1 = 11,17 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 23,47 \cdot 16,8 - 71,20 \cdot 13,07 = -536,28 \text{ кНм};$$

$$N = 0;$$

$$Q_{0-H} = -23,47 \text{ кН};$$

$$Q_{H-3} = -23,47 + 71,20 = 47,73 \text{ кН}.$$

Зусилля при $H_{\max}$ на правій колоні:

$$M_H = 23,47 \cdot 3,73 = 87,54 \text{ кНм};$$

$$M_1 = M_2 = 23,47 \cdot 5,33 + 10,31 \cdot 1,60 = 108,60 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 23,47 \cdot 16,8 + 10,31 \cdot 13,07 = 529,05 \text{ кНм};$$

$$N = 0;$$

$$Q_{0-H} = 23,47 \text{ кН};$$

$$Q_{H-3} = 23,47 + 10,31 = 33,78 \text{ кН}.$$

Зусилля від вітрового навантаження (при дії вітру зліва):

$$\varepsilon_2 = \frac{q_{w,p}}{q_{w,a}} = \frac{1,33}{1,93} = 0,689;$$

$$\varepsilon_3 = \frac{W_p}{W_a} = \frac{32,40}{44,24} = 0,738;$$

$$X_q = -q_{wa} H \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{\alpha_4}{\alpha_3} (1 - \varepsilon_2) = -1,93 \cdot 16,8 \cdot \frac{3 \cdot 0,140 \cdot (1 - 0,689)}{16 \cdot 0,159} = -1,66 \text{ кН};$$

$$X_w = -\frac{W_a}{2} (1 - \varepsilon_3) = -\frac{44,24}{2} (1 - 0,738) = -5,79 \text{ кН};$$

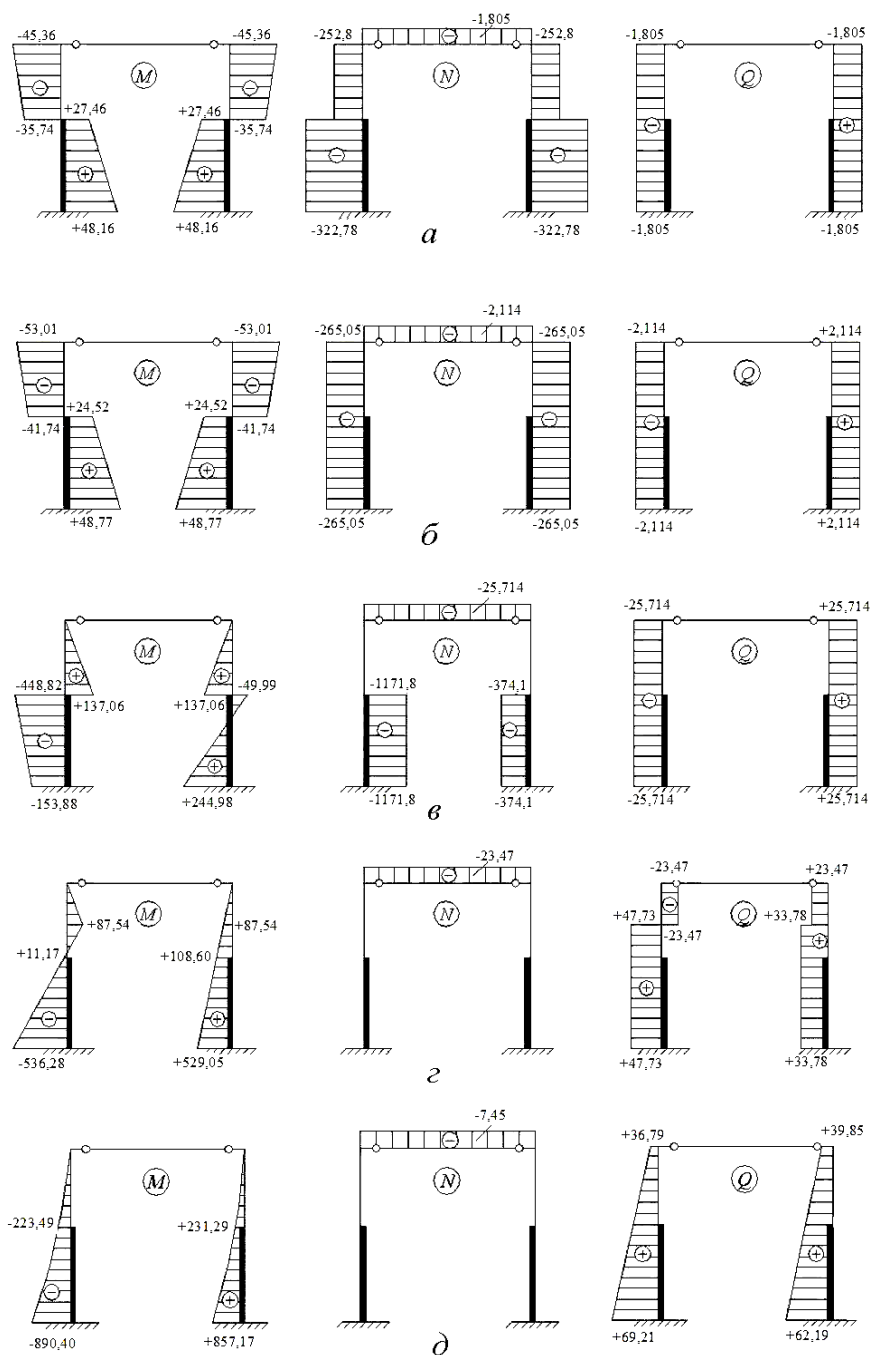


Рис. 3.20. Епюри зусиль від навантажень:

а – постійного; *б* – снігового; *в* – вертикального кранового ($D_{\max}$ на лівій колоні); *г* – кранового поперечного ($H_{\max}$ на лівій колоні); *д* – вітрового (при дії вітру зліва Зусилля на правій колоні):

$$X = X_q + X_w = -1,66 - 5,79 = -7,45 \text{ кН.}$$

Зусилля на лівій колоні:

$$M_1 = M_2 = (7,45 - 44,24) \cdot 5,33 - 1,93 \cdot \frac{5,33^2}{2} = -223,49 \text{ кНм;}$$

$$M_3 = (7,45 - 44,24) \cdot 16,8 - 1,93 \cdot \frac{16,8^2}{2} = -890,40 \text{ кНм;}$$

$$Q_0 = -7,45 + 44,24 = +36,79 \text{ кН;}$$

$$Q_3 = 36,79 + 1,93 \cdot 16,8 = +69,21 \text{ кН.}$$

Зусилля на правій колоні:

$$M_1 = M_2 = (7,45 + 32,40) \cdot 5,33 + 1,33 \cdot \frac{5,33^2}{2} = +231,29 \text{ кНм;}$$

$$M_3 = (7,45 + 32,40) \cdot 16,8 + 1,33 \cdot \frac{16,8^2}{2} = +857,17 \text{ кНм;}$$

$$Q_0 = 7,45 + 32,40 = +39,85 \text{ кН;}$$

$$Q_3 = 39,85 + 1,33 \cdot 16,8 = +62,19 \text{ кН.}$$

Результати розрахунку наведені на рис. 3.20.

Приклад 3.2

Обчислити навантаження та визначити зусилля в колоні рами за даними прикладу 2.2. Розрахункова схема (рис.3.21) складається на основі конструктивної схеми (див. рис.2.41), сформована як стержньова, стояки якої розташовані по осях, що проходять через центри ваги перерізів колон, а ригель змодельовано стержнем, розташованим у рівні нижнього пояса ферми.

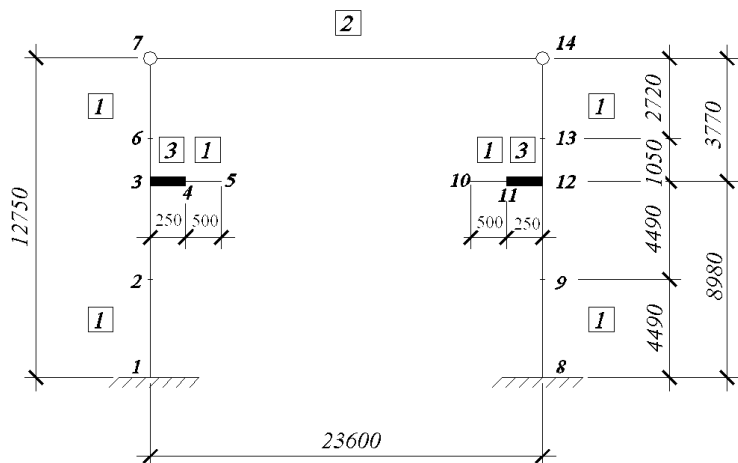


Рис. 3.21. Розрахункова схема рами

З'єднання ригеля з колонами приймається шарнірним, ширина надпорного стояка 250 мм, при цьому $e_1 = 500/2 - 250 = 0$. Спряження колон із фундаментом – жорстке. Підкранова консоль розміщена по конструктивній осі консолі та змодельована двома ділянками: довжиною 500 мм у межах конструкції консолі та довжиною 250 мм – у межах тіла колони (ділянка нескінченної жорсткості). Вузли 2 та 9 відповідають середині нижньої ділянки колони, 6 та 13 – рівню верхніх поясів підкранових балок.

Наведена розрахункова схема складена для подальшого розрахунку програмними засобами на ПК із нумерацією вузлів та типів жорсткостей (у прямокутних рамках). Необхідні згинальні та поздовжні жорсткості визначено виходячи з попередньо заданих геометричних характеристик перерізів елементів рами за формулами (3.34) – (3.37).

Для колони:

$$I_1 = \frac{(N + 2D_{\max})h^2}{2,5R_y} = \frac{(236,3 + 2 \cdot 275)50^2}{2,5 \cdot 24} = 30\,000 \text{ см}^2; EI_1 = 6,15 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$A = 50 \text{ см}^2$; $A_1 = 4I_1/h^2 = 4 \cdot 30000/50^2 = 50 \text{ см}^2$; $EA_1 = 2,06 \cdot 10^6 \text{ кН}$, де N – поздовжнє зусилля в колоні від постійного навантаження і снігу; $D_{\max}$ – поздовжнє зусилля від крана (буде визначене далі).

Для ригеля: $EI_2 = 3,25 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$; $EA_2 = 1,65 \cdot 10^6 \text{ кН}$.

Наскрізний ригель замінено на суцільний, еквівалентний за жорсткістю, момент інерції якого визначено за формулою (3.31):

$$I_{gir} = (A_{f1}Z_1^2 + A_{f2}Z_2^2)\mu,$$

для ферм з похилом верхнього пояса $i < 1/15$ $\mu = 0,8$, інші відомості про ферму взято з типового рішення.

Для ручного розрахунку необхідне лише співвідношення жорсткостей, тут можна скористатися формулами Д.4.1 при $n = 1$.

Постійне навантаження

Рівномірно розподілене навантаження на ригель (табл.3.13):

$$q_r = gB = 1,031 \cdot 6,0 = 6,186 \text{ кН/м}.$$

Навантаження від стінової огорожі (табл.3.14) з урахуванням ексцентриситету прикладення навантаження

$e = h_k/2 + h_p + \delta_{\text{пан}}/2 = 250 + 110 + 40 = 450 \text{ мм}$ та власної ваги колони (орієнтовно для двотавра 50Ш1 $g = 114,4 \text{ кг/м}$);

– верхня частина колони та стін відповідно:

$$G_2 = 1,144 \cdot 3,77 + 0,263 \cdot 6(3,77 + 420) = 4,32 + 12,58 = 16,90 \text{ кН};$$

$$M_2 = 12,58 \cdot 0,45 = 5,66 \text{ кНм};$$

– нижня частина колони та стін відповідно:

$$G_1 = 1,144 \cdot 8,980 + 0,263 \cdot 6 \cdot 8,980 = 10,27 + 14,14 = 24,41 \text{ кН};$$

$$M_1 = 14,14 \cdot 0,45 = 6,38 \text{ кНм}.$$

Таблиця 3.13

Навантаження на ригель від власної ваги покриття на 1 м²

Склад покриття	Характеристичне значення навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Граничне значення навантаження, кПа
Руберойдовий тришаровий килим	0,15	1,3	0,195
Утеплювач $t = 100$ мм, $\rho = 215$ кг/м ³	0,215	1,3	0,280
Пароізоляція (один шар пергаменту)	0,05	1,3	0,065
Сталевий профільований настил Н60-845-0,8	0,099	1,05	0,103
Прогони (попередньо швелер 18)	0,07	1,05	0,073
Ферма, в'язі (типове рішення)	0,30	1,05	0,315
Разом з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,0$	0,889		$g = 1,031$

Таблиця 3.14

Навантаження від ваги стінових огорожувальних конструкцій на 1 м²

Склад огороження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Граничне значення навантаження, кПа
Стінові тришарові панелі зі сталевими обшивками (товщина панелі $\delta_{пан} = 80$ мм)	0,180	1,1	0,198
Ригелі (Гн. □110×4)	0,042	1,05	0,065
Разом, з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,0$	0,223		0,263

Навантаження від підкранових конструкцій (2,433 кН/м – типове рішення) та підкранової рейки Кр-70 (0,528 кН/м):

$$G_3 = (2,433 + 0,528) \cdot 6,0 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 17,72 \text{ кН}.$$

При ручному розрахунку навантаження від підкранових конструкцій може бути враховане в складі кранового навантаження відповідним коефіцієнтом (див. приклад 3.1).

Сумарні постійні навантаження показані на рис. 3.22,а.

Снігове навантаження (рис. 3.22,б) за (3.9):

$S_0 = 1,55$ кПа для м. Києва; $C_e = 1,0$; $\mu = 1,0$ (табл. Д.2.2, Д.2.3);

$\gamma_{fm} = 1,0$ (табл. Д.1.7);

$p = S_0 \mu B \gamma_{fm} \gamma_n = 1,55 \cdot 1,0 \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 8,835$ кН/м.

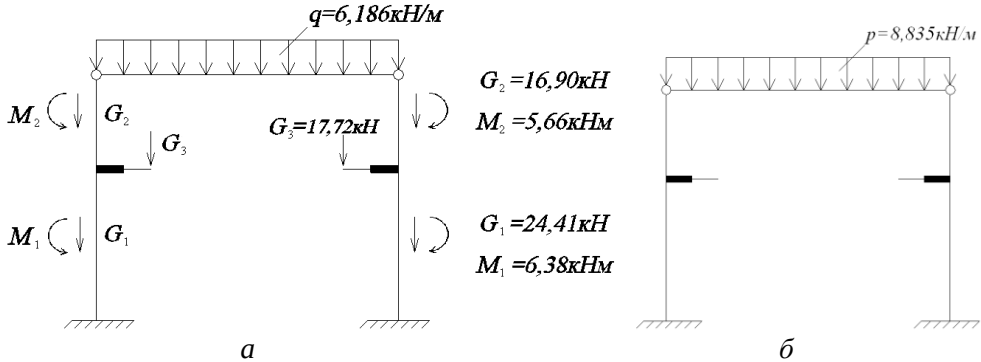


Рис. 3.22. Схеми навантажень на раму:
а – постійне; б – снігове

Вітрове навантаження (рис.3.23) в характеристичному значенні становить $W_0 = 0,37$ МПа для м. Києва (табл. Д.2.2).

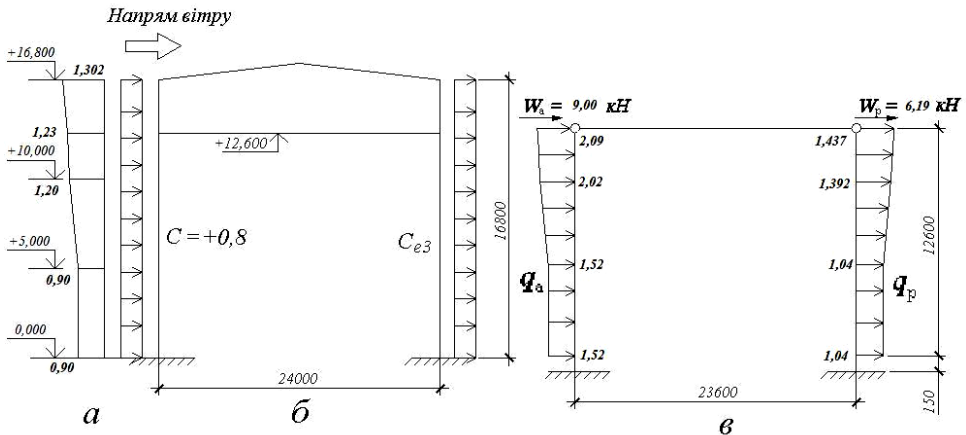


Рис 3.23. Схема вітрового навантаження:
а – коефіцієнти кореляції навантаження по висоті;
б – аеродинамічні коефіцієнти; в – розрахункова схема

Коефіцієнт кореляції по висоті C_h для типу місцевості І приймається за табл. Д.2.5, аеродинамічні коефіцієнти за табл. Д.2.4 становлять $C_e = +0,8$, $C_{e3} = -0,55$ при відношенні розмірів поперечника $16,8/24 = 0,73$.

Розподілене навантаження: $q = W_0 C_{aer} C_h B \gamma_{fm} \gamma_n$, тобто

– активне $q_{w,a} = 0,37 \cdot 0,8 \cdot C_h \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,69 C_h$;

– пасивне $q_{w,p} = 0,37 \cdot 0,55 \cdot C_h \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,16 C_h$.

По висоті будівлі, що не увійшла до розрахункової схеми:

– активне $W_a = 0,37 \cdot 0,8 \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 \cdot \frac{(1,302 + 1,239)}{2} (16,8 - 12,6) = 9,00 \text{ кН}$;

– пасивне $W_p = 9,00 \cdot 0,55 / 0,8 = 6,19 \text{ кН}$.

Для ручного розрахунку можна скористатися значеннями C_{eq} (табл. Д.2.6), що спрощено враховують розподіл вітрового навантаження по висоті.

Кранове вертикальне навантаження визначається за формулою (3.23) від двох зближених кранів (тиск колеса $F_{\max} = 159 \text{ кН}$ за табл. Д. 2.7):

$$D_{\max} = \psi \gamma_{fm} \gamma_n F_{\max} \sum y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 159 (0,267 + 1,0 + 0,683) = 275 \text{ кН}.$$

Далі за (3.19) та (3.24):

$$F_{\min} = (Q + G)/2 - F_{\max} = (150 + 230)/2 - 159 = 31 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 31 \cdot (0,267 + 1,0 + 0,683) = 54 \text{ кН}.$$

Кранове горизонтальне (поперечне) навантаження враховується від одного крана та розраховується за (3.26). Схема кранового навантаження наведена на рис. 3.24.

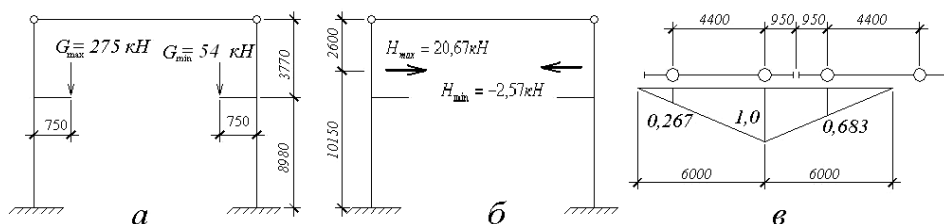


Рис 3.24. Схема кранового навантаження:

а – вертикальне; *б* – горизонтальне; *в* – розміщення коліс двох зближених кранів на лінії впливу опорної реакції підкранових балок

Характеристичне значення бічної сили для одного чотириколісного крана при $\alpha = 0,01$ (роздільний привід руху моста):

$$H_{n,k} = 0,1 F_{\max} + \frac{\alpha (F_{\max} - F_{\min}) L_{cr}}{B_{cr}} = 0,1 \cdot 159 + \frac{0,01 (159 - 31) \cdot 22,5}{4,40} = 22,45 \text{ кН},$$

тут $L_{cr} = 22,5 \text{ м}$ – проліт крана, $B_{cr} = 4,40 \text{ м}$ – база крана. Бічні сили прикладаються до двох коліс моста крана по діагоналі та спрямовуються в протилежних напрямках (схему прикладання бічних сил див. у прикладі 3.1). Для решти коліс $H_{n,c} = 0,1 F_{\min} = 3,1 \text{ кН}$.

Поперечне навантаження на ліву та праву колони:

$$H_{\max} = \psi \gamma_{fm} \gamma_n \sum (H_{n,i} y_i) = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot (22,45 \cdot 1,0 + 3,1 \cdot 0,267) = 20,67 \text{ кН};$$

$$H_{\min} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot (3,1 \cdot 1,0 - 22,45 \cdot 0,265) = -2,57 \text{ кН.}$$

Тут коефіцієнт сполучення для двох кранів режиму роботи 5К $\psi = 0,85$ (табл. 3.9). Поперечне навантаження може бути прикладене до будь-якої пари коліс та спрямоване як усередину, так і назовні прольоту.

При виконанні статичного розрахунку та визначенні розрахункових сполучень зусиль програмними засобами несиметричні навантаження враховуються двічі – справа та зліва, крім того, поперечне кранове навантаження враховується як знакозмінне зі знаками ($\pm$). При визначенні розрахункових сполучень зусиль (РСЗ) необхідно ввести інформацію про те, що відповідні навантаження справа та зліва взаємно виключаються, а зусилля від завантажень D є супровідними до H . Такий запис вхідної інформації дає змогу одержати повний результат розрахунку на одній половині рами.

Розрахункові зусилля у характерних перерізах колони рами відповідно до розрахункової схеми на рис. 3.21 наведені у табл. 3.15 за результатами автоматизованого розрахунку. В таблиці наведені необхідні для подальшого розрахунку зусилля в елементах лівої колони у трьох перерізах кожного елемента (1 – початок, 2 – середина, 3 – кінець) при таких завантаженнях: 1 – постійне; 2 – снігове; 3 – вітер зліва; 4 – вітер справа; 5 – кранове $D_{\max}$ на лівій колоні; 6 – кранове $D_{\max}$ на правій колоні; 7 – кранове $H_{\max}$ на лівій колоні; 8 – кранове $H_{\max}$ на правій колоні.

Таблиця 3.15

Зусилля в елементах

Номер завантаження	Номер елемента (в дужках номер перерізу)									
	1 – 2 (1)			2 – 3 (3)		3 – 6 (1)			6 – 7 (3)	
	M, кНм	N, кН	Q, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН	Q, кН	M, кНм	N, кН
1	1,987	-132,025	-0,025	-4,179	-107,61	+5,567	-89,895	0,025	0	-89,895
2	0	-104,25	0	0	-104,25	0	-104,25	0	0	-104,25
3	-343,55	0	+ 45,981	-58,137	0	-58,137	0	+20,93	0	0
4	+ 330,47	0	-38,931	+ 67,894	0	+67,894	0	-2,779	0	0
5	-27,455	-275,00	-9,709	-114,65	-275,00	+36,604	0	-9,709	0	0
6	+94,095	-54,00	-9,709	+6,904	-54,00	+36,604	0	-9,709	0	0
7	$\pm 105,90$	0	$\pm 12,715$	$\pm 8,285$	0	$\pm 8,285$	0	$\pm 12,71$	0	0
8	$\pm 75,644$	0	$\pm 5,385$	$\pm 2,290$	0	$\pm 27,29$	0	$\pm 5,385$	0	0

Глава 4. ПРОЕКТУВАННЯ ПОЦЕНТРОВО-СТИСНУТИХ КОЛОН

4.1. Розрахункові довжини колон

Конструктивні рішення колон промислових будівель та рекомендації щодо їхнього використання розглядались у розділі 2.4. Такі колони через специфічність навантажень на них, а також певну складність їхньої конструкції є поцентово стиснутими. Теоретичні засади перевірки міцності та стійкості поцентово-стиснутих елементів покладені в основу методики розрахунку, яка для опису умов рівноваги колони вимагає не тільки зусиль, визначених при статичному розрахунку каркаса. Одним з необхідних параметрів розрахунку колон на стійкість є розрахункова довжина.

Принципово розрізняються дві розрахункові моделі поперечних рам:

- системи, закріплені від перекосу; розрахунок таких конструкцій може бути виконаний шляхом розрахунку окремих елементів з урахуванням їх взаємодії між собою (не вільні рами);

- системи, не закріплені від перекосу (вільні рами); при розрахунку таких конструкцій поряд з перевіркою окремих елементів слід враховувати можливість досягнення граничного стану системою в цілому.

Поперечні рами промислових будівель переважно є вільними рамами, і можливі зміщення та повороти вузлів при розрахунку окремих елементів рами враховуються при призначенні розрахункових довжин елементів.

Розрахункова довжина колон сталого по довжині поперечного перерізу або окремих ділянок сталого перерізу ступінчастих колон визначається за формулою

$$l_{ef} = \mu l, \quad (4.1)$$

де l – геометрична довжина колони або ділянки сталого перерізу; μ – коефіцієнт розрахункової довжини, що обчислюється залежно від умов закріплення кінців колони, кількості прольотів будівлі та характеру навантаження.

Розрахункові довжини колон визначають з розрахунку на **стійкість рами в цілому**, проте при визначенні розрахункових довжин колон вводять ряд припущень, спрямованих на зменшення трудомісткості розрахунків. Так, вважають, що рама завантажена тільки силами, зосередженими в її вузлах (рис. 4.1); визначають розрахункові довжини колон для сполучення навантажень, що дають найбільші значення поздовжніх зусиль на окремих ділянках колон, і отримані значення використовують для інших сполучень навантажень.

В однопролітних рамах з жорстким защемленням колон в фундаменті обидві колони вважаються завантаженими критичними силами і втрачають стійкість одночасно, а тому верхній кінець таких колон при втраті стійкості вільно переміщується. Це дозволяє в однопролітних будівлях за розрахункову схему прийняти стержень, защемлений знизу і з вільним верхнім кінцем при

шарнірному приєднанні ригеля до колони (рис. 4.1, *a*). При жорсткому приєднанні ригеля до колони верхній вузол вважається закріпленим тільки від повороту при (рис. 4.1, *в*).

Для одноступінчастих колон при визначенні коефіцієнтів розрахункової довжини для нижньої частини колони l_{ef1} і верхньої частини колони l_{ef2} робиться припущення, що обидві частини колони втрачають стійкість одночасно при параметричному збільшенні в них зусиль. Це означає, що

$$\frac{N_{1,cr}}{N_{2,cr}} = \frac{N_1}{N_2} = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \beta. \quad (4.2)$$

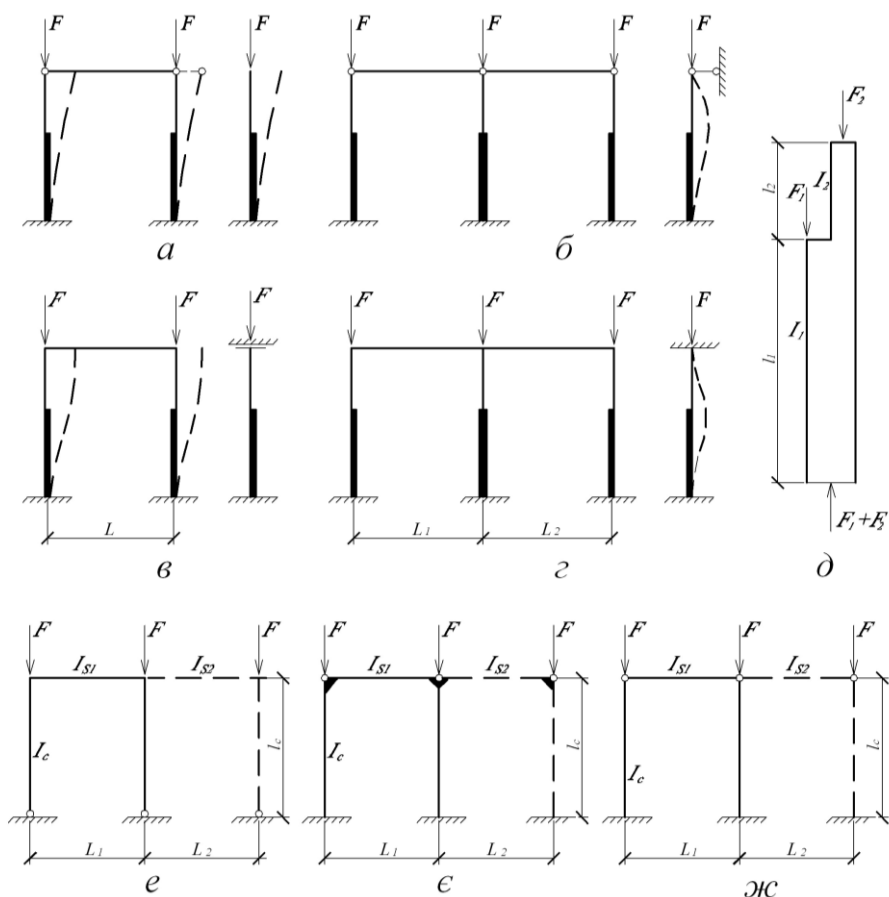


Рис 4.1. До визначення розрахункової довжини колони в площині рами: *a*, *в* – в однопролітних рамах із ступінчастими колонами; *б*, *г* – те саме, в багатопролітних рамах; *д* – схема колони і позначення; *е*, *є*, *жс* – у рамних системах із колонами сталого перерізу

За формулою Ейлера при пружній роботі сталі критичні зусилля:

$$N_{1,cr} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_1 l_1)^2}; \quad N_{2,cr} = \frac{\pi^2 EI_2}{(\mu_2 l_2)^2},$$

де I_1, I_2 – моменти інерції нижньої і верхньої частини колони відповідно; l_1, l_2 – геометричні довжини нижньої і верхньої частин колони відповідно; $N_1 = F_1 + F_2$ – розрахункове максимальне поздовжнє зусилля в нижній частині колони; N_2 – поздовжнє зусилля у верхній частині колони, що визначається при тих самих навантаженнях, що й N_1 (рис. 4.1, д).

Останнє припущення дозволяє, підставивши $N_{1,cr}$ і $N_{2,cr}$ в (4.2), визначити співвідношення коефіцієнтів:

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}}. \quad (4.3)$$

Для нижньої (підкранової) ділянки одноступінчастих колон, жорстко закріплених у фундаментах, коефіцієнт розрахункової довжини в площині рами μ_1 визначають залежно від параметрів α_1 та n :

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2}. \quad (4.4)$$

При розрахунку однопролітних рам коефіцієнти μ_1 визначають: при верхньому кінці, вільному від закріплень, – за табл. Д.4.3; при верхньому кінці, закріпленому від повороту, і при можливості його вільного переміщення – за табл. Д.4.4.

У багатопролітних рамах з кількістю прольотів два і більше та зп жорсткого защемлення колон у фундаменті при визначенні розрахункових довжин вводиться припущення, що критичною силою завантажені і можуть втратити стійкість тільки частина колон і тому переміщення верхнього кінця колони не виникає. У цьому разі колона розглядається як стержень, верхній кінець якого закріплений від горизонтального переміщення і шарнірно або жорстко з'єднаний з ригелем (рис. 4.1, б, з) відповідно до конструктивного рішення.

У цьому разі для одноступінчастих колон багатопролітних рам коефіцієнт розрахункової довжини для нижньої ділянки колони

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}}, \quad (4.5)$$

де μ_{12}, μ_{11} – коефіцієнти розрахункової довжини нижньої ділянки відповідно при $F_1 = 0$ і $F_2 = 0$.

Коефіцієнти μ_{12} і μ_{11} при шарнірному обпиранні верхнього кінця або закріпленому від повороту приймають за додатком Д.4.3 та Д.4.4.

Для верхніх ділянок колон коефіцієнт розрахункової довжини в площині рами визначається з (4.3) з урахуванням (4.5):

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3 \quad (4.6)$$

і приймається не більш як 3.

Для спрощення розрахунків коефіцієнти розрахункових довжин одноступінчастих колон, для яких виконуються умови $l_2/l_1 \leq 0,6$ і $\beta \geq 3$, з достатнім ступенем точності можна приймати за табл. 4.1.

Співвідношення моментів інерції ділянок колон I_2/I_1 для визначення розрахункових довжин можна прийняти на підставі досвіду проектування аналогічних конструкцій або прийняти за наближеною формулою (3.36).

Таблиця 4.1

Коефіцієнт μ одноступінчастих колон

Умови кріплення верхнього кінця колон	Коефіцієнт μ_1 для нижньої ділянки при		Коефіцієнт μ_2 для верхньої ділянки
	$0,3 > \frac{I_2}{I_1} \geq 0,1$	$0,1 > \frac{I_2}{I_1} \geq 0,05$	
Вільний	2,5	3,0	3,0
Закріплений тільки від повороту	2,0	2,0	3,0
Нерухомий шарнірно-обпертий	1,6	2,0	2,5
Нерухомий, закріплений від повороту	1,2	1,5	2,0

Для колон вільних рам зі сталим перерізом по довжині, що жорстко сполучені з ригелями, при однаковому навантаженні верхніх вузлів коефіцієнт розрахункової довжини визначають за формулами табл. 4.2.

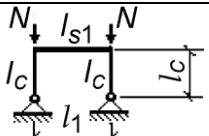
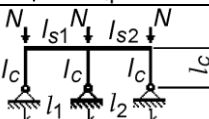
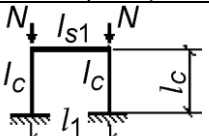
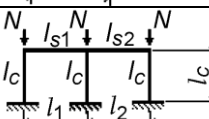
При розрахунку за формулами (4.7) – (4.8), наведеними в таблиці 4.2, прийняті такі позначення I_{s1} , I_{s2} , I_{i1} , I_{i2} – моменти інерції розрахункових перерізів ригелів, які прилягають відповідно до верхнього та нижнього кінців колони, що перевіряється; I_c , l_c – момент інерції та геометрична довжина колони, що перевіряється; l_1 , l_2 – прольоти рами; k – кількість прольотів;

$n_1 = \frac{I_{s1}l_c}{I_{c1}l_1}$, $n_2 = \frac{I_{s2}l_c}{I_{c2}l_2}$, для крайніх колон вільних багатопролітних рам, що розраховуються за формулами табл. 4.2, коефіцієнт μ приймається як для колон однопролітної рами.

При шарнірному спряженні ригеля з колоною жорсткість ригеля не впливає на розрахункову довжину колони, а тому у (4.8) слід прийняти $n = 0$ і тоді $\mu = 2$ (рис. 4.1, ж). Тут допускається, що всі колони сталого перерізу одночасно втрачають стійкість

Таблиця 4.2

**Коефіцієнти розрахункової довжини колон
одноповерхових вільних рам [3]**

Схема рами	Коефіцієнти		Коефіцієнт μ
	p	n	
	$p = 0$	$\frac{I_{s1} l_c}{I_c l_1}$	$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}}$ (4.7)
		$\frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1}$	
	$p = \infty$	$\frac{I_{s1} l_c}{I_c l_1}$	$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}$ (4.8)
		$\frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1}$	

Верхня ділянка колони (вище підкранових колій) закріплена від переміщення гальмівними балками (фермами) і розпірками по колонах, найчастіше в рівні обпирання ферми на колону. Нижче підкранових колій колона завжди розкріплена в рівні нижнього пояса підкранової балки, однак для зменшення розрахункової довжини можуть бути встановлені проміжні розпірки (рис. 4.2).

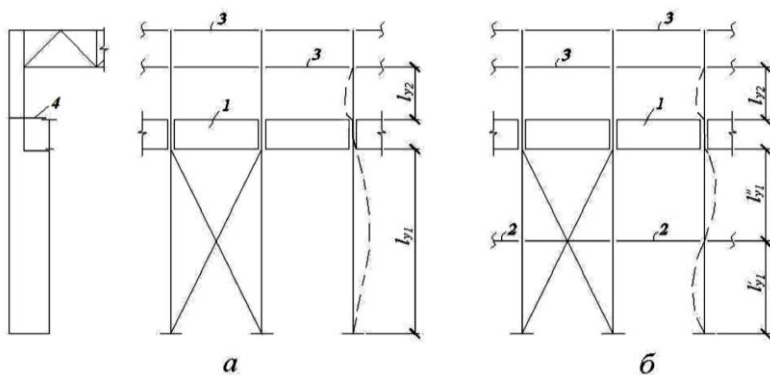


Рис. 4.2. До визначення розрахункової довжини колони поза площиною рами:

a – без розпірки; b – з додатковою розпіркою; 1 – підкранова балка;
2 – додаткова розпірка; 3 – розпірки в рівні верхніх та нижніх поясів покриття;
4 – гальмівна балка

Розрахункові довжини колон у напрямку з площини рами, як правило, приймаються такими, що дорівнюють відстані між вузлами закріплення колон від горизонтальних переміщень із площини рами елементами в'язей, ригелями тощо, а розрахункова схема складається як така, що враховує фактичні умови закріплення колон.

Тому розрахункову довжину ділянок колони сталого перерізу поза площиною рами приймають за найбільшою відстанню між точками закріплення від переміщення вздовж будівлі, при цьому $\mu = 1$. Тільки для нижньої ділянки колони від опорних плит бази до найближчої розпірки дозволяється враховувати часткове защемлення колони у фундаментах і приймати $\mu = 0,8$.

4.2. Суцільні позацентрово-стиснуті колони

4.2.1. Розрахунок на міцність та стійкість

Суцільні колони безкранових будівель та будівель з підвісними кранами, сталого по висоті перерізу, при мостових кранах невеликої вантажопідйомності ($Q \leq 20$ т), а також верхні (надкранові) ділянки ступінчастих колон проектується, як правило, з одного симетричного двотавра. Для зменшення трудомісткості виготовлення доцільно використовувати прокатні двотаври типу Ш за ГОСТ 26020–83. При неможливості підібрати переріз із прокатного двотавра, а також при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні використовують складений зварний переріз із листів універсальної сталі за ГОСТ 82–70* (рис. 4.3, з).

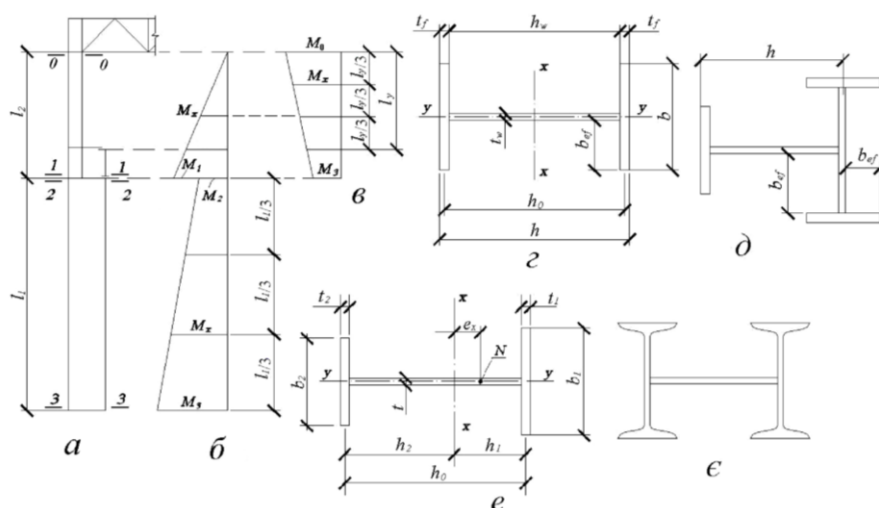


Рис. 4.3. До розрахунку суцільних позацентрово-стиснутих колон:
 а – схема колони і розрахункових перерізів; б – моменти M_x при шарнірному
 спряженні ригеля з колонами; в – моменти M_x у верхній частині колони при
 жорсткому спряженні з ригелем; г, е – симетричні поперечні перерізи;
 д, е – те саме, несиметричні

З точки зору трудомісткості виготовлення нижні ділянки ступінчастих колон також доцільно проектувати симетричного перерізу з трьох листів універсальної сталі. Однак, якщо згинальні моменти різних розрахункових сполучень мають різні знаки і суттєво відрізняються за абсолютними значеннями, що часто буває в колонах крайніх рядів, для нижніх ділянок раціональним буде двотавровий переріз із несиметричними по ширині й товщині полицями (рис. 4.3, е). При великих зусиллях компонують переріз із листів і двотаврів (рис. 4.3, д, є). Колони середніх рядів мають, як правило, симетричний переріз.

Ширину перерізу колони приймають на етапі компоновання поперечної рами (див. главу 2), але в разі необхідності вона може бути уточнена після підбору перерізу і його перевірки.

Розрахунок суцільних колон або ділянок колон сталого перерізу виконують залежно від значення зведеного відносного ексцентриситету:

$$m_{ef} = \eta m. \quad (4.9)$$

Тут η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за табл. Д.4.2; m – відносний ексцентриситет:

$$m = e \frac{A}{W_c}, \quad (4.10)$$

де $e = M/N$ – ексцентриситет; W_c – момент опору найбільш стиснутого волокна; A – площа перерізу брута.

Значення поздовжньої сили N і згинального моменту M приймають із розрахункових сполучень зусиль для характерних перерізів.

У разі відсутності послаблення перерізу і при однакових значеннях згинальних моментів, що приймаються в розрахунках на міцність і стійкість, при значеннях $m_{ef} > 20$, обчислених за (4.9), колони або їхні ділянки сталого перерізу розраховують на міцність та на стійкість як згинальні елементи, а при $m_{ef} \leq 20$ – на стійкість у площині дії моменту та поза цією площиною..

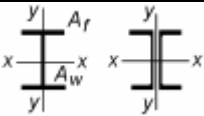
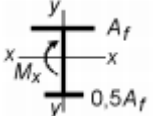
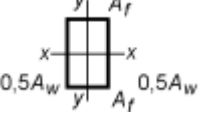
Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих колон (крім елементів із круглих труб), які виконані із сталі з нормативною границею текучості R_{yn} до 440 МПа і не сприймають безпосередніх динамічних навантажень, при $\tau \leq 0,5R_s$ і $N/A_n R_y > 0,1$ слід виконувати з урахуванням обмежених пластичних деформацій за умови $M_y = 0$:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.11)$$

де n та c_x – коефіцієнти, що залежать від типу перерізу і приймаються за табл. 4.3; $W_{xn, \min}$ – мінімальний момент опору перерізу нетто відносно осі $x-x$; A_n – площа перерізу нетто.

Таблиця 4.3

**Коефіцієнти для розрахунку деяких елементів на міцність
(з урахуванням розвитку пластичних деформацій) [3]**

Тип перерізу	Схема перерізу	A_f / A_w	Найбільше значення коефіцієнтів		
			c_x	c_y	n при $M_y = 0$
1-й		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,50	1,12		
		1,00	1,07		
		2,00	1,04		
3-й		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3-й		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,50	1,12	1,12	
		1,00	1,07	1,20	
		2,00	1,04	1,26	

В інших випадках позацинтрово-стиснуті колони розраховують на міцність при умові роботи сталі в межах пружних деформацій за умови $M_y = 0$:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \leq R_y \gamma_c, \quad (4.12)$$

де I_{xn} – момент інерції перерізу нетто відносно осі $x - x$; y – координата розглядуваної точки

Колони, які мають послаблення перерізу, завжди необхідно розраховувати на міцність за (4.12) або за (4.13) на стійкість.

При розрахунку позацинтрово-стиснутих колон на стійкість необхідно розглянути можливість втрати стійкості у двох площинах – у площині та поза площиною дії моменту. Втрата стійкості в площині дії моменту є площинною формою втрати стійкості, а поза площиною – згинально-крутильною.

Розрахунок позацинтрово-стиснутих колон сталого перерізу на загальну стійкість у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, виконують за формулою

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.13)$$

де A – площа перерізу брутто; φ_e – коефіцієнт критичних напружень при позацинтровому стиску.

Коефіцієнт φ_e для суцільних елементів визначають за табл. Д.4.7 залежно від зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} за (4.9) і умовної гнучкості стержня:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad (4.14)$$

де $\lambda = l_{ef}/i_x$ – гнучкість стержня відносно осі $x-x$ (в площині дії моменту); l_{ef} – розрахункова довжина колони (ділянки колони) в площині рами.

Коефіцієнти умов роботи γ_c при розрахунках колон на міцність і стійкість – за табл. Д.1.9.

Якщо переріз колони недостатньо розвинений у площині, перпендикулярній до площини дії згинального моменту, то втрата стійкості може відбутися поза площиною згину. За умови, що площина згину збігається з площиною симетрії перерізу та є площиною найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), на цей випадок передбачено розрахунок за формулою

$$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.15)$$

де φ_y – коефіцієнт критичних напружень при поздовжньому згині як при центральному стиску відносно осі $y-y$, перпендикулярної до площини згину (наведений в табл. Д.4.5); c – коефіцієнт, який враховує вплив згинального моменту на просторову втрату стійкості колони і визначається залежно від значення відносного ексцентриситету m_x :

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_c}. \quad (4.16)$$

При визначенні m_x виходять з того, що кінці колони (ділянок колони) при випинанні з площини згину шарнірно закріплені від переміщення, і тому за розрахунковий момент приймають максимальний момент у межах середньої третини довжини, однак не менше половини найбільшого по довжині стержня (ділянки) моменту (див. рис. 4.3, б, в).

Момент M_x обчислюють для того ж самого сполучення навантажень, що й при визначенні розрахункового моменту M для подальшого розрахунку за формулою (4.13). Коефіцієнт C визначають за імплікативними формулами:

$$\text{при } m_x \leq 5 \quad c = \frac{\beta_c}{1 + \alpha_c \nu m_x} \leq 1,0; \quad (4.17)$$

$$\text{при } m_x \geq 10 \quad c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b}; \quad (4.18)$$

$$\text{при } 5 < m_x < 10 \quad c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1), \quad (4.19)$$

де α_c , β і ν – коефіцієнти, що приймаються за табл. 4.3; φ_b – коефіцієнт втрати стійкості при згині, що визначається відповідно до вимог [4], як для балки з двома і більше закріпленнями стиснутого пояса; C_5 – величина, знайдена за формулою (4.17) при $m_x = 5$; c_{10} – визначена за формулою (4.18) при $m_x = 10$.

Якщо наскрізний стержень з решітками чи планками має щонайменше дві поперечні діафрагми по довжині, які збільшують крутильну жорсткість

стержня, то значення коефіцієнтів α і β слід приймати, як для замкнених перерізів, для яких вплив кручення на загальну стійкість незначний. В інших випадках слід приймати коефіцієнти, встановлені для стержнів відкритого двотаврового перерізу

Коефіцієнт поздовжнього згину φ_y у (4.15) і (4.18) визначають залежно від гнучкості умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$, де $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$, при цьому $l_{ef,y}$ приймають так, як це викладено у розділі 4.1.

При гнучкості $\lambda_y > 3,14\sqrt{E/R_y}$ для двотаврових перерізів з двома осями симетрії (див. рис. 4.3, з) коефіцієнт c має бути не вищим від значень, що визначаються за формулою

$$c_{\max} = 2 / \left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 - \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh_0} \right)^2} \right], \quad (4.20, a)$$

де $\delta = 4\rho/\mu$; $\rho = (I_x + I_y)/Ah_0^2$; $\mu = 2 + 0,156(I_t/Ah_0^2)\lambda_y^2$; $I_t = 0,433\sum b_i t_i^3$.

Тут h_0 – відстань між осями поясів, b_i і t_i – відповідно ширина і товщина листів, що утворюють переріз, I_t – момент інерції при крученні.

Для елементів двотаврових перерізів з однією віссю симетрії (див. рис. 4.3, д, е) c приймають не вищим від значень, одержаних за формулою

$$c_{\max} = 2 / \left[1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha_x - \frac{e_x}{h_0} \right)^2} \right], \quad (4.20, б)$$

де $\delta = 4\rho/\mu$; $\rho = (I_x + I_y)/Ah_0^2 + \alpha_x^2$;

$\mu = 8I_1 I_2 / I_y^2 + 0,156(I_t/Ah_0^2)\lambda_y^2$; $B = 1 + 2\beta e_x/\rho h_0$;

$\alpha_x = (h_1 I_1 - h_2 I_2)/I_y h_0$; $I_t = 0,417\sum b_i t_i^3$;

$e_x = M_x/N$ – ексцентриситет прикладення сили стиску відносно осі $x-x$, який приймається зі своїм знаком (на рис. 4.4, е вказаний зі знаком “плюс”);

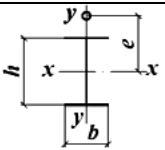
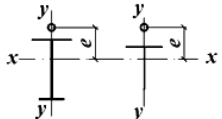
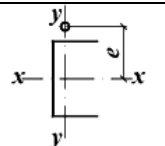
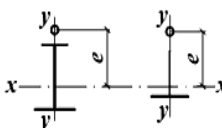
$$\beta = \left[0,47 - 0,035 \frac{b_1}{h_0} \left(1 + \frac{b_1}{h_0} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h_0} \right)^2 \right) \right] (2n-1). \quad (4.21)$$

Тут h_0, h_1, h_2, b_1, b_2 – розміри, вказані на рис. 4.3, е; I_1, I_2 – моменти інерції відповідно більшого і меншого поясів відносно осі $y-y$; $n = I_1/(I_1 + I_2)$.

Для інших типів тонкостінних відкритих перерізів при визначенні значень коефіцієнта $c_{\max}$ слід звернутися до [4].

Таблиця 4.4

Коефіцієнти α_c, β_i в [3]

Тип перерізу	Схема перерізу і ексцентриситет	Значення коефіцієнтів				
		α_c при		β_c при		ν
		$m_x \leq 1$	$1 < m_x < 5$	$\bar{\lambda} \leq 3,14$	$\bar{\lambda} > 3,14$	
1						$1 - \frac{\bar{\lambda}}{14} \left(2,12 - \frac{b}{h} \right)$
		0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1,0	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$	1,0
3						$1,25 - 0,12\bar{\lambda}$
4		$1 - 0,3 \frac{I_2}{I_1}$	$1 - (0,35 - 0,05m_x) \frac{I_2}{I_1}$	1,0	$1 - \left(1 - \sqrt{\varphi_c/\varphi_y} \right) \times \left(2 \frac{I_2}{I_1} - 1 \right)$ при $\frac{I_2}{I_1} < 0,5, \beta = 1$	1,0
Прийняті позначення: I_1, I_2 – моменти інерції відповідно більшої та меншої полиці відносно осі симетрії перерізу $y-y$; φ_c – значення φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y}$.						

Замкнені коробчасті перерізи при стиску із згином в площині найбільшої жорсткості розраховуються на стійкість:

$$\frac{N}{\varphi_e A} + \frac{M_x}{c_x \delta_x W_{x,\min}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.22)$$

де φ_e визначається за табл. Д.4.7, c_x – за табл. 4.3, а коефіцієнт δ_x обчислюється за формулою:

$$\delta_x = 1 - \frac{0,1N\lambda_x^{-2}}{AR_y}.$$

4.2.2. Перевірки місцевої стійкості

Виходячи з положення про те, що втрата місцевої стійкості пластин не повинна наставати раніше, ніж втрата загальної стійкості елемента, який вони складають, умови забезпечення місцевої стійкості та граничні значення гнучкостей стінок та полиць записують з урахуванням гнучкості всього елемента в цілому.

Для забезпечення місцевої стійкості полиці (поясного листа) позацентрово-стиснутого елемента значення умовної гнучкості звису полиці не повинне перевищувати певних граничних значень:

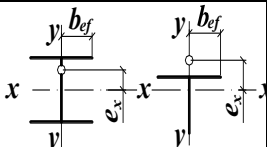
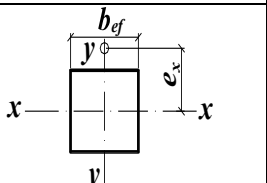
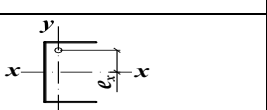
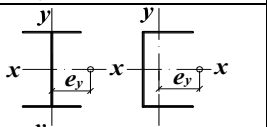
$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf}, \quad (4.23)$$

де b_{ef} – ширина звису полиці (поясного листа), t_f – товщина (рис. 4.3, з).

Формули для визначення граничних значень умовної гнучкості поясних листів наведені в табл. 4.5.

Таблиця 4.5

Значення граничної умовної гнучкості полиць та поясних листів $\bar{\lambda}_{uf}$ [3]

Тип перерізу за [3]	Схема перерізу і ексцентриситет	Умови застосування формул	Гранична умовна гнучкість звису полиці чи поясного листа $\bar{\lambda}_{uf}$ за умовної гнучкості стержня $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4,0$
1		$0 \leq m_x \leq 10,0$	$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x$, де гранична умовна гнучкість полиці за центрального стиску $\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_x$
2			$\bar{\lambda}_{uf,1} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(5,3 + 1,3\bar{\lambda}_x)m_x$ де гранична умовна гнучкість полиці за центрального стиску: при $\bar{\lambda}_x > 1,0 \quad \bar{\lambda}_{ufc} = 1,0 + 0,2\bar{\lambda}_x \leq 1,6$ $\bar{\lambda}_x \leq 1,0 \quad \bar{\lambda}_{ufc} = 1,20$
3		—	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_x$
4			$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_y$
При $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) < 0,8$ або $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) > 4,0$ в формулах приймається $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) = 0,8$ або $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) = 4,0$			

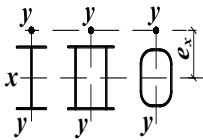
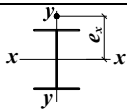
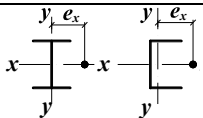
Для забезпечення місцевої стійкості стінки колон двотаврового і коробчастого перерізів, що розраховуються на міцність за (4.11) або (4.12), а також на загальну стійкість у площині дії моменту за (4.13), умовна гнучкість стінки не повинна перевищувати граничних значень умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{uw}. \quad (4.24)$$

Значення граничної умовної гнучкості стінки наведені у табл. 4.6 (h_w і t_w – відповідно висота і товщина стінки перерізу).

Таблиця 4.6

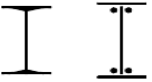
Значення граничної умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_{uw}$ [3]

Тип перерізу за [3]	Схема перерізу і ексцентриситет	Умови застосування формули	Гранична умовна гнучкість стінки
1		$1,0 \leq m_x \leq 10,0$ для двотавра $c\varphi_y > \varphi_{ex}$	$\bar{\lambda}_x < 2,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2$ $\bar{\lambda}_x \geq 2,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x \leq 3,1$
2		$c\varphi_y \leq \varphi_{ex}$ $1,0 \leq \alpha_w \leq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} = 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha_w^2 + 4\beta^2})}} \leq$ $\leq 0,7 + 2,4\alpha_w$
5		$m_y \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 2 \sqrt{\frac{AR_y \gamma_c}{N}} \leq 5,5,$ при $0 < m < 1,0$ значення $\bar{\lambda}_{uw}$ слід визначати лінійною інтерполяцією між значеннями, обчисленими при $m = 0$ (табл. 4.4, а) і значенням за формулою табл. 4.4.
$\bar{\lambda}_x$ – умовна гнучкість стержня у площині дії моменту. При значеннях $0 < m_x < 1,0$ або $10 < m_x < 20$ значення $\bar{\lambda}_{uw}$ слід визначати лінійною інтерполяцією між значеннями, обчисленими при $m = 0$ (табл. 4.4, а) або при $m = 20$ за формулами табл. 4.4 відповідно; при цьому значення приймається $N=0$, розрахунок виконується як для балок, де при $c_{1x} \leq 1,0$ слід брати $\bar{\lambda}_{uw} = 5,5$.			

Значення граничної умовної гнучкості стінки при центральному стиску колони ($m = 0$) наведені в табл. 4.7.

Таблиця 4.7

Значення умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_{uw}$ при $m = 0$

Тип перерізу елемента	Значення $\bar{\lambda}$	Гранична умовна гнучкість стінки $\bar{\lambda}_{uw}$
	$\bar{\lambda} < 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$
	$\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,3,$
	$\bar{\lambda} < 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$
	$\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda} \leq 1,6,$
	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0$
	$\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda} \leq 1,6$

Прийняті позначення: $\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість елемента, що приймається у розрахунку на стійкість при центральному стиску; $\bar{\lambda}_1$ – умовна гнучкість елемента, що приймається в розрахунку на стійкість у площині дії моменту.
 При $0 < m < 1,0$ значення $\bar{\lambda}_{uw}$ слід визначати лінійною інтерполяцією між значеннями, обчисленими при $m = 0$ і $m = 1,0$.

При $c\varphi_y \leq \varphi_{ex}$ (тип перерізу 2, табл. 4.6) колона вважається такою, що втрачає стійкість при випинанні з площини рами за формулою (4.15). В такому разі граничне відношення h_w/t_w визначають залежно від значення коефіцієнта

$$\alpha_w = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}, \quad (4.25)$$

де σ – найбільше напруження стиску біля розрахункової межі стінки, що визначається за формулою $\sigma = N/A + M_x h_w / 2I$ і приймається зі знаком “плюс”; σ_1 – відповідне напруження біля протилежної межі стінки із своїм знаком (рис. 4.4, а).

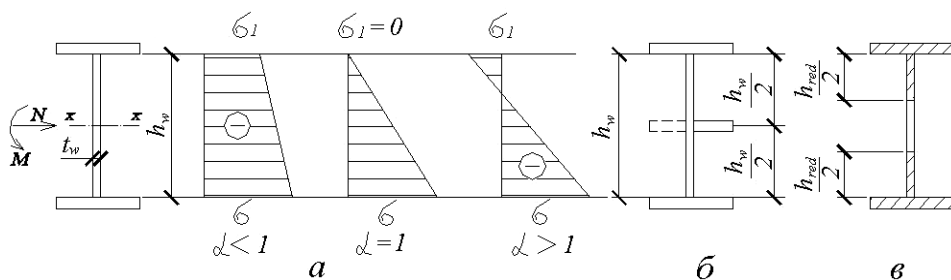


Рис. 4.4. До розрахунку стінки колони на місцеву стійкість:
 а – схема перерізу; б – підкріплення стінки поздовжнім ребром;
 в – редукована площа перерізу

Для симетричного двотавра коефіцієнт α можна записати через відносний ексцентриситет m_x :

$$\alpha = \frac{2m_x h_w / h}{1 + m_x h_w / h}. \quad (4.26)$$

При $\alpha \leq 0,5$ граничне значення $\bar{\lambda}_{uw}$ визначається за формулами табл. 4.4 для типу перерізу 1 при значеннях $m_x = \frac{\alpha_w}{2 - \alpha_w}$, при значеннях $0,5 < \alpha_w < 1,0$ величину $\bar{\lambda}_{uw}$ необхідно визначати лінійною інтерполяцією між значеннями $\bar{\lambda}_{uw}$, обчисленими при $\alpha_w = 0,5$ та $\alpha_w = 1,0$.

У разі $1,0 \leq \alpha_w \leq 2,0$ граничне значення $\bar{\lambda}_{uw}$ визначають для типу перерізу 2 за формулою табл. 4.5, де

$$\beta = 0,15c_{cr} \frac{\tau}{\sigma}, \quad (4.27)$$

де $\tau = \frac{Q}{t_w h_{ef}}$ – середнє дотичне напруження в розрахунковому перерізі, в якому діє M_x ; коефіцієнт c_{cr} визначається як для стінок балок (табл. 4.8).

Таблиця 4.8

Значення коефіцієнта c_{cr}

α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
c_{cr}	10,2	12,7	15,5	20,2	25,0	30,0

Якщо при розрахунку на міцність за (4.11) виявиться, що $(N/A_n R_y) \leq 0,1$, то місцеву стійкість полиць і стінки необхідно забезпечувати, як для згинних елементів (тобто для балок), при умові розвитку обмежених пластичних деформацій. Такий випадок зустрічається не часто і детально розглядається в [3].

Умови забезпечення місцевої стійкості стінки відповідно до табл. 4.5 вимагають для широких перерізів досить товстих стінок:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E / R_y}. \quad (4.28)$$

Проте використання стінок завтовшки понад 12 мм, як правило, неекономічне, і у такому разі доцільним буде прийняти стінку меншої товщини, ніж за (4.28) відповідно до значень, наведених в табл. 4.5. Одним із шляхів забезпечення місцевої стійкості є її підкріплення поздовжнім ребром жорсткості з моментом інерції $I_{sl} \geq 6h_{ef}t_w$, розташованим посередині стінки (рис. 4.4, б).

Ребра жорсткості можуть бути двобічними та однобічними. Для однобічного ребра його момент інерції обчислюється відносно осі, що лежить на найближчій до нього грані стінки. При цьому найбільш навантажену частину стінки між полицю і віссю ребра треба перевірити на місцеву стійкість відповідно до табл. 4.6. Площа поздовжнього ребра вводиться в розрахункову площу перерізу.

Зазначимо, що поздовжні ребра значно збільшують трудомісткість виготовлення колон, а тому їх рекомендується використовувати лише для перерізів шириною 1 м і більше.

Якщо реальне значення h_{ef}/t_w стінки колони перевищує граничне за (4.28) і табл. 4.6, то це означає, що місцева стійкість стінки не забезпечена. Проте теоретично і експериментально доведено, що втрата місцевої стійкості ще не означає вичерпання несучої здатності колони і вона може сприймати навіть більше навантаження, ніж на момент випинання стінки. Тому норми проектування [3] дозволяють при виконанні певних умов проектувати колони, місцева стійкість стінки в яких не забезпечена.

Основною вимогою для цього є виконання умови, щоб за (4.25) коефіцієнт був $\alpha < 0,5$. Якщо $\alpha \geq 0,5$, то гранична гнучкість $\bar{\lambda}_{uw}$ завжди приймається за табл. 4.5 і відповідно забезпечується місцева стійкість стінки.

Якщо $\alpha \leq 0,5$, то допускається проектування двотаврових перерізів, у яких $\bar{\lambda}_{uw}$ більше, ніж за формулами табл. 4.6. При цьому значення λ_{uw} може перевищувати граничне значення в ψ разів:

$$\psi = 3 - 2N / (\varphi_{dx} AR_e \gamma_c). \quad (4.29)$$

Отримані при цьому значення $\psi \bar{\lambda}_{uw}$ необхідно приймати не більшими за верхню межу значень $\bar{\lambda}_{uw}$, наведених в табл. 4.4 для розглядуваних значень m_x та α_{w1} .

При цьому в розрахункових формулах (4.13) та (4.15) замість площі перерізу A приймають зменшене значення A_{red} . Для симетричних двотаврових позацентровано-стиснутих елементів

$$A_{red} = A - (h_w - h_{red}) t_w, \quad (4.30)$$

$$h_{red} = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \bar{\lambda}_x) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.30, a)$$

де при $\bar{\lambda}_x > 3,5$ слід приймати $\bar{\lambda}_x = 3,5$.

Змінену розрахункову висоту стінки h_{red} за (4.30, а) необхідно застосовувати тільки для визначення площі перерізу A_{red} . При визначенні інших геометричних характеристик перерізу (I_x , i_x , W_x) використовується повна висота стінки.

При проектуванні колон з гнучкими стінками необхідно, щоб редукована висота становила не менш як половину повної висоти стінки ($h_{red} \geq 0,5 h_w$), інакше зменшення несучої здатності стержня через зменшення розрахункової площі перерізу стає економічно недоцільним.

Стінки суцільних колон при $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$ слід підкріплювати парними або одnobічними поперечними ребрами жорсткості, розташованими на відстані $(2,5 \dots 3,0) h_w$ одне від одного. Для збільшення жорсткості при крученні на кожному відправному елементі повинно бути не менш як два ребра. Ширина b_h парно-

го ребра повинна бути не менша від $h_w/30+40$ мм, однобічного – не менша від $h_w/24+50$ мм; товщина ребра t_s – не менша від $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

4.2.3. Підбір перерізу суцільних колон

У даному розділі наводиться методика підбору перерізу суцільної колони або її ділянки, орієнтована на ручний розрахунок. Засадами автоматизованого розрахунку для кожного елемента, що входить до розрахункової схеми каркасу, передбачається призначення поперечного перерізу мінімальної площі, що забезпечує міцність, загальну і локальну стійкість, граничні гнучкості та виконання обмежень за переміщеннями. Результатом розрахунку переважно є мозаїка та таблиці, що містять відомості про проценти вичерпання несучої здатності при заданих навантаженнях.

При ручному розрахунку, зважаючи, що несуча здатність колон, як правило, визначається з розрахунку її на загальну стійкість у площині згину, компонування перерізу та конструювання стержня суцільної позacentрово-стиснутої колони починають із встановлення розрахункової схеми і визначення розрахункової довжини колони або ділянок сталого перерізу $l_{ef,x}$ ступінчастих колон, як це показано у розділі 4.1. Для цього, використовуючи результати складання розрахункових сполучень зусиль, визначають найбільше значення поздовжньої стискувальної сили $N_{\max} = F_1 + F_2$ у нижньому перерізі колони і відповідне до цього сполучення зусиль значення $N = F_2$ у верхньому перерізі колони (див. рис.4.1, д).

Використовуючи наближені формули $i_x = 0,42h$, $\rho = W/A = 0,35h$ (h – висота перерізу двотавра), знаходять умовну гнучкість колони $\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ і відносний ексцентриситет $m = M / (N \cdot 0,35h)$.

Значення зусиль M і N повинні прийматися за найбільш несприятливим сполученням зусиль, яке вимагає найбільшої площі перерізу. Якщо таке сполучення виділити важко, можна скористатися наближеною формулою для визначення необхідної площі перерізу позacentрово-стиснутого елемента:

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{M}{Nh} \right).$$

Приймаючи, що $A_f/A_w \approx 1$, за табл. Д.4.2 знаходимо коефіцієнт впливу форми перерізу η , а потім $m_{ef} = \eta m$ і коефіцієнт φ_e за табл. Д.4.7.

Після цього уточнюємо необхідну площу перерізу, використовуючи (4.13):

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}. \quad (4.31)$$

Площу перерізу A_{cal} необхідно раціонально розподілити між поясами і стінкою. З умови забезпечення місцевої стійкості стінки її товщина

$t_w \geq \frac{h_w}{\lambda_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ($\bar{\lambda}_{uw}$ визначається за табл. 4.5), а площа $A_w = t_w h_w$. У симетричних двотаврах площа полиці $A_f = 0,5(A_{cal} - A_w)$.

Товщину стінки зазвичай призначають 8...10 мм, стінки більшої товщини неекономічні. Тому в колонах з висотою перерізу $h > 600$ мм товщину стінки часто призначають меншою, ніж з умови забезпечення місцевої стійкості за табл.4.5, але не меншою, ніж з урахуванням значень за (4.29). У цьому разі за формулою (4.30) визначається h_{red} , а необхідна площа одного поясу становитиме:

$$A_f = (A_{cal} - t_w h_{red}) / 2.$$

Виключення з роботи частини стінки враховується тільки при визначенні площі перерізу для розрахунку за формулами (4.13) і (4.15).

На етапі компоновання перерізу необхідну товщину необлямованої полиці можна визначити з умови забезпечення її місцевої стійкості:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{2(0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x)\sqrt{E/R_y}}}, \quad (4.32)$$

а потім і ширину полиці $b_f = A_f / t_f$.

У суцільних підкранових частинах ступінчастих колон розрахункові моменти різних знаків, що входять до розрахункових сполучень, можуть значно відрізнятися за абсолютним значенням. У такому разі для зменшення витрат сталі доцільно використовувати несиметричні перерізи з тонкою стінкою, яка працює в закритичному стані. Площу, що припадає на пояси, розподіляють пропорційно абсолютним значенням згинальних моментів різних знаків.

Скомпонований переріз колони повинен бути перевірений на міцність, загальну стійкість у площині та з площини рами, а елементи перерізу (полиці та стінки) – на місцеву стійкість. Перевірки повинні бути виконані для всіх розрахункових сполучень зусиль, які можуть виявитись небезпечними.

Останнім етапом розрахунку колони повинна бути перевірка співвідношень жорсткості елементів, які прийняті для статичного розрахунку. Якщо фактичні жорсткості відрізняються від попередніх на 30% і більше, то статичний розрахунок необхідно повторити. При цьому можуть також змінитися положення центрів ваги перерізів, а тому і значення ексцентриситетів, що слід враховувати.

4.3. Наскрізні позацентрово-стиснуті колони

4.3.1. Розрахунок на стійкість

Стержні наскрізних колон виробничих будівель складаються з двох гілок, з'єднаних між собою решіткою. Позацентрово-стиснуті колони найчасті-

ше проектують із трикутною решіткою з поодиноких кутиків, а в деяких випадках для зменшення довжини гілки між вузлами додатково передбачають розпірки (рис. 4.5, *а, б*). Тільки в безкранових будівлях і будівлях з підвісними кранами при висоті колон до 10 м може виявитись раціональною безрозкісна решітка (планки). Це пояснюється тим, що решітка працює на поперечну силу, яка в позацентрово-стиснутих колонах, як правило, більша за умовну поперечну силу Q_{fic} і при цьому, внаслідок значної відстані між гілками, безрозкісна решітка виявляється занадто важкою. Для збільшення жорсткості стержня при крученні решітку розташовують у двох площинах (див. рис. 4.5, *з*), однак у легких колонах можливе розташування розкісної решітки тільки в одній площині по осі симетрії $y - y$ (рис. 4.5, *д*).

Перерізи наскрізних колон досить різноманітні. При невеликих зусиллях найчастіше використовують симетричні перерізи колон з гілками з прокатних двотаврів типу Б за ГОСТ 26020–83. При великих зусиллях, коли підбір перерізів гілок із прокатних двотаврів неможливий (або вони неекономічні), використовують зварні перерізи із трьох листів універсальної сталі у вигляді двотаврів або швелерів (див. рис. 4.5, *є, ж*).

Колони середніх рядів, а також легкі колони крайніх рядів з метою зниження трудомісткості виготовлення проектують симетричного перерізу, гілки яких виконуються з однакових двотаврів. При великих розрахункових зусиллях, а також коли кріплення стінового огороження до полиць двотаврів ускладнене, колони крайніх рядів з метою зниження їхньої маси проектують з несиметричним перерізом. Зовнішню гілку в цьому разі виконують з прокатного або холодногнутого швелера, а для важких колон можливе використання складеного перерізу у швелерного типу (див. рис. 4.5, *е, є*).

Наскрізна колона працює як вертикальна ферма з паралельними поясами, при цьому вважається, що від діючих зусиль M і N у гілках колони виникають тільки поздовжні зусилля, а поперечну силу Q сприймає з'єднувальна решітка.

У загальному випадку колона може втратити несучу здатність внаслідок втрати стійкості окремої гілки як центрально-стиснутого елемента і в результаті втрати стійкості колони як єдиного наскрізного позацентрово-стиснутого стержня.

Гілки наскрізних колон необхідно перевірити на стійкість як у площині рами, що паралельна до площини з'єднувальної решітки, так і поза площиною рами. Зведені стискувальні зусилля у гілках колони визначають за формулою

$$N_b = -N \frac{y}{h_0} - \frac{M}{h_0}, \quad (4.33)$$

де y – відстань від центра ваги перерізу колони до осі гілки, протилежної до розглядуваної; M , N – розрахунковий згинальний момент і поздовжня сила найбільш несприятливого сполучення зусиль; h_0 – відстань між центрами ваги перерізів гілок (у колонах симетричного перерізу $y = h_0/2$).

Для визначення максимального стискувального зусилля у гілках колони необхідно розглянути всі можливі розрахункові сполучення зусиль у розрахункових перерізах колони (далі у прикладі 4.1).

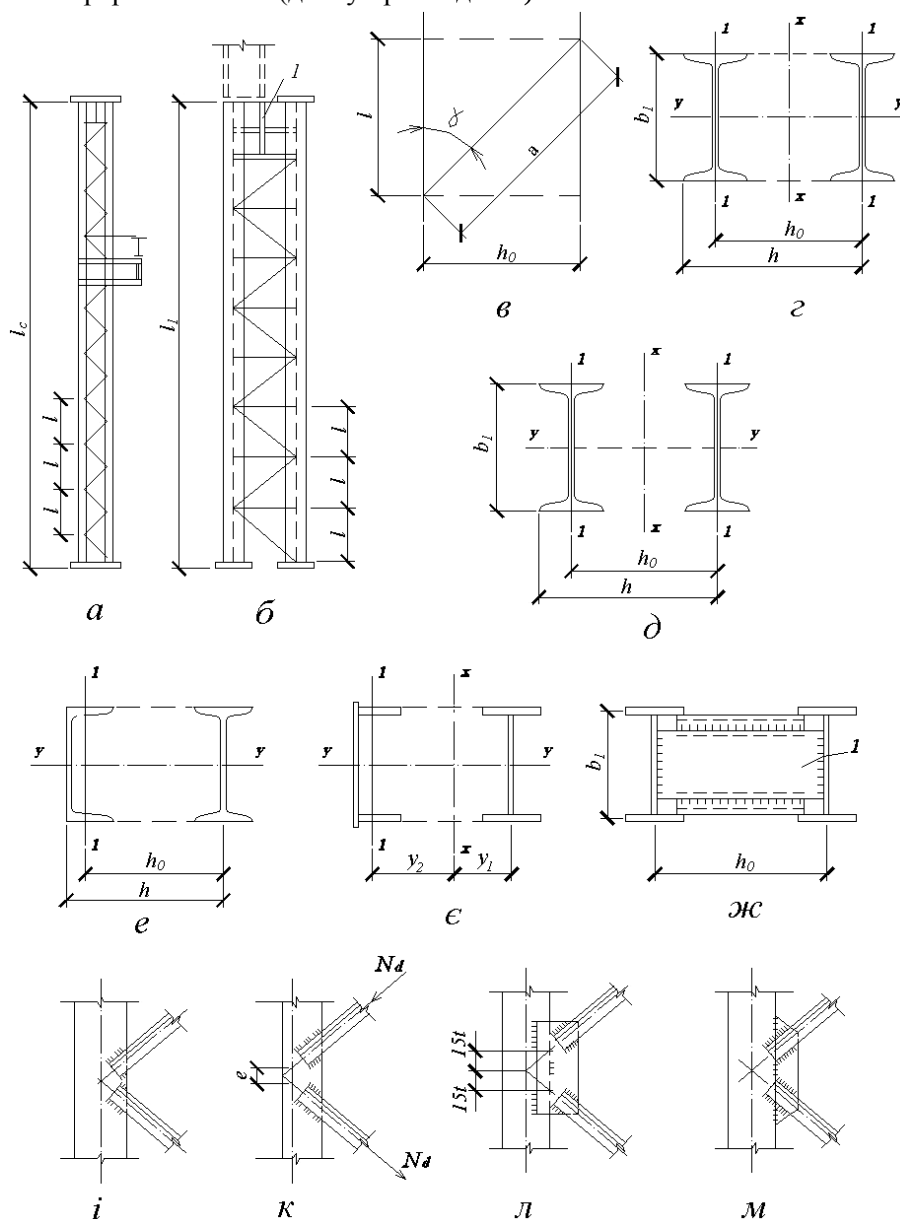


Рис. 4.5. До розрахунку наскрізної позациентрово-стиснутої колони:
 а, б – схеми решітки; в – геометричні параметри решітки;
 г, д, е, ж – варіанти поперечних перерізів; и, к, л, м – варіанти
 прикріплення елементів решіток до гілок

Гілки колон розраховують на стійкість як центрально-стиснуті елементи за формулою

$$\frac{N_b}{\varphi A_b} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.34)$$

де A_b – площа перерізу гілки; φ – коефіцієнт поздовжнього згину, що приймається залежно від максимальної гнучкості гілки або при її випинанні в площині з'єднувальної решітки, або з площини рами.

При перевірці стійкості гілки в площині з'єднувальної решітки (відносно власної осі 1–1) розрахункова довжина гілки дорівнює відстані між вузлами решітки l (див. рис. 4.5, а, б). При розрахунку гілок на стійкість при випинанні з площини рами відносно осі симетрії $y - y$, паралельної до площини решітки, вважають, що з'єднувальна решітка і поперечні діафрагми не мають достатньої поперечної жорсткості і тому не забезпечують сумісну роботу гілок. Розрахункову довжину гілок у цьому напрямку приймають відповідно того, як це показано в розділі 4.1.

Розрахунок позacentрово-стиснутої колони або ділянки сталого перерізу на загальну стійкість у площині згину, як єдиного наскрізного стержня, виконується за (4.13), якщо значення відносного ексцентриситету $m \leq 20$.

Для наскрізних стержнів

$$m = e \frac{A_y}{I_x}, \quad (4.35)$$

де A – площа перерізу колони; y – відстань від центральної осі перерізу $x - x$, перпендикулярної до площини згину, до осі найбільш стиснутої гілки, однак не менша від відстані до осі стінки гілки.

При визначенні ексцентриситету $e = M/N$ розрахункові значення M приймають, як і для суцільної колони.

Коефіцієнт критичних напружень при позacentровому стиску φ_e для наскрізних елементів визначають залежно від відносного ексцентриситету m і умовної зведеної гнучкості стержня $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$ за табл. Д.4.8.

При досить великій кількості ділянок між вузлами зведена гнучкість стержня з розкислою решіткою в площині згину, що паралельна до площини розташування решітки і перпендикулярна до вільної осі $x-x$, визначається за формулою

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (4.36)$$

де $A_{d1} = 2A_d$ – площа перерізів розкосів, розташованих у двох площинах. Якщо решітка розташована лише в одній площині по осі симетрії $x - x$ (див. рис. 4.5, д), то приймають $A_{d1} = A_d$, де A_d – площа перерізу одного розкосу. Тут коефіцієнт α :

$$\alpha = 10 \frac{a^3}{h_0^2 l}, \quad (4.37)$$

де a – довжина розкосу; h_0, l – відстань відповідно між осями і вузлами решітки (див. рис. 4.5, в). Якщо решітка трикутна (див. рис. 4.5, а), у формулу (4.37) замість l треба підставляти $l/2$.

У колонах із розкісною решіткою гнучкість окремих гілок відносно власної осі 1–1 на ділянці між вузлами довжиною l повинна бути не більше 80 і не повинна перевищувати зведену гнучкість λ_{ef} :

$$80 \geq \lambda_1 \leq \lambda_{ef}. \quad (4.38)$$

Зусилля в елементах розкісної решітки (розкосах і розпірках) визначають, як у фермах з паралельними поясами від дії розрахункової поперечної сили. Розрахункова поперечна сила Q дорівнює більшій з двох сил – дійсній, що виникає від діючих навантажень і визначається при складанні розрахункових сполучень, чи умовній поперечній силі Q_{fic} :

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi, \quad (4.39)$$

де φ – коефіцієнт критичних напружень, який визначається в площині з'єднувальної решітки за λ_{ef} .

Тоді розрахункове зусилля в розкосі від поперечної сили

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \gamma}, \quad (4.40)$$

де γ – кут нахилу розкосу до гілки; $Q_s = Q/n$, n – кількість площин решітки.

Розкоси і розпірки виконують з поодиноких кутиків і розраховують на стійкість, як центрально-стиснуті елементи. При цьому коефіцієнт поздовжнього згину обчислюється в функції найбільшої гнучкості $\lambda = a/i_{\min}$, де a – довжина розкосу, $i_{\min}$ – найменший радіус інерції поодинокого кутика. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,75$ у зв'язку з прикріпленням кутика до гілок однією полицею.

Конструювання решітки доцільно проводити так, щоб осі розкосів і розпірок перехрещувалися в одній точці на осі гілки, що забезпечить роботу усіх елементів колони тільки на поздовжні зусилля. Доцільно також з'єднання розкосів і стояків із гілками виконувати без додаткових фасонки (рис. 4.5, і).

Для швелерних перерізів із вузькою полицею можливе центрування осей решітки на стінку швелера (рис. 4.5, к). У цьому разі необхідно додатково перевірити гілку на міцність при дії поздовжньої сили N_b і згинального моменту $M = Qe$, де Q – розрахункове значення перерізуювальної сили, а ексцентриситет $e = 2z_0 \operatorname{ctg} \gamma$. Зварні кутові шви, що прикріплюють елементи решітки до гілок, розраховують із врахуванням розподілу зусилля N_d на перо та обушок. При неможливості з'єднати решітку безпосередньо з гілками використовують вузлові фасонки, а шви, що прикріплюють фасонки до гілки, визначають розрахунком. При невеликій розрахунковій довжині кутових швів їх розташовують з двох боків фасонки вздовж колони окремими ділянками в шаховому порядку, при цьому відстань між кінцями переривчастих швів не повинна перевищувати 15 товщин фасонки (див. рис. 4.5, л). У конструкціях, що зводяться в кліматичних

районах I_1, I_2, II_1, II_2 , а також при використанні ручного дугового зварювання, шви повинні бути безперервними по всій довжині фасонки.

Для надання просторової жорсткості відправні елементи наскрізних колон із решітками у двох площинах укріплюють суцільними діафрагмами з листів, які розташовуються по кінцях відправного елемента. У наскрізних колонах із решіткою в одній площині діафрагми розташовують не рідше ніж через 4 м.

4.3.2. Підбір перерізу

Конструювання стержня наскрізної колони починають із встановлення схеми решітки. Знаючи ширину перерізу колони h (встановлюється при компонуванні поперечної рами), розкоси розташовують під кутом $\gamma = 40...50^\circ$, керуючись тим, щоб відстань між вузлами (довжина панелі l) була однаковою по довжині колони. Допускається зміна розміру панелі тільки в нижній частині колони, що примикає до бази. Розташування вузлів решітки повинне бути узгоджене з розташуванням опорних столиків для кріплення стінових панелей. Для кращого включення в роботу обох гілок колони верхній розкіс центрують на точку перетину низу підкранової траверси і осі підкранової гілки. Для визначення схеми решітки висоту траверси приймають такою, що дорівнює $0,5...0,8$ ширини нижньої частини колони h_1 .

Розрахунок починають з визначення двох несприятливих комбінацій зусиль M і N , що викликають найбільші стискувальні зусилля N_b в підкрановій і зовнішній гілках колони за (4.33). Якщо положення центра ваги в колонах із несиметричним перерізом ще невідоме, то при визначенні зведених зусиль у гілках на першому етапі приймають $y = h_1/2$.

Необхідну площу перерізу гілок визначають за зведеними зусиллями з (4.34). Для забезпечення стійкості колони з площини рами висоту перерізу гілки b_1 приймають у межах $(0,3...0,5)h_1$ і $(1/20...1/30)l_y$, де l_y – відстань між точками закріплення колони з площини згину. Такі розміри відповідають гнучкості гілки $\lambda \approx 60...90$.

Відповідно до необхідної площі підбирають гілки за сортаментом з прокатних профілів або komponують складений переріз. У складеному перерізі необхідно врахувати умови забезпечення місцевої стійкості елементів перерізу, як при центральному стиску. Далі уточнюють положення центра ваги перерізу та зведені зусилля у гілках і перевіряють їх на стійкість при випинанні в площині та з площини рами за формулою (4.34).

Після знаходження умовної перерізувальної сили Q_{fc} за формулою (4.39) порівнюють її з діючою від розрахункових навантажень, за більшою з них знаходять зусилля N_d в розкосі та підбирають площу його перерізу.

Після цього визначають m за формулою (4.35) та при $m \leq 20$ перевіряють виконання умови (4.13).

4.4. Вузли колон

4.4.1. Вузли обпирання підкранових балок

У ступінчастих колонах для обпирання підкранових балок використовують виступи, що утворюються внаслідок зміни ширини перерізу колон, а для передачі зусиль від верхньої частини колони на нижню і сприйняття опорної реакції підкранових балок влаштовують траверси. Найчастіше використовують одно- і двостінчасті траверси, хоча при великих навантаженнях вони можуть бути і двостінчастими. Крім того, в рівні верху траверси розміщують монтажний вузол спряження верхньої і нижньої частин колони (рис. 4.6).

Для забезпечення достатньої жорсткості вузла висоту траверси конструктивно приймають такою, що дорівнює $0,5 \dots 0,8$ ширини нижньої частини колони, а місцеву стійкість стінки траверси забезпечують горизонтальними полицями. При цьому для зручності накладання монтажних зварних швів, що з'єднують верхню і нижню частини колон, верхню полицю зміщують донизу на $100 \dots 150$ мм від верху траверси.

За розрахункову схему траверси наскрізної колони приймають однопролітну балку, що обпирається на гілки підкранової частини колони (див. рис. 4.6, б, д). Для спрощення розрахунків і дещо в запас міцності вважають, що зусилля від верхньої частини колони передаються на траверсу тільки через полиці колони.

При такому припущенні зведені зусилля в полицях колони будуть:

$$N_f = -\frac{N}{2} \pm \frac{M}{h_{02}}, \quad (4.41)$$

де M і N – розрахункові зусилля у верхній (надкрановій) частині колони в рівні з'єднання верхньої і нижньої частин колон при несприятливому сполученні; h_{02} – відстань між осями полиць верхньої частини колони (див. рис. 4.6, а, в).

Навантаження від тиску підкранових балок $D_{\max}$ передається на траверсу через опорні ребра балок і розподільні плити, товщину яких призначають конструктивно $25 \dots 30$ мм. Поверхню плит стругають, а торець підкранової гілки фрезерують.

Таким чином, лінійне навантаження від $D_{\max}$ на траверсу становитиме:

$$q = \frac{D_{\max}}{b_s + 2t}, \quad (4.42)$$

де b_s – ширина опорного ребра підкранової балки; t – товщина розподільної плити (див. рис. 4.6, б, д).

Необхідну товщину стінки траверси приймають за умовою роботи її на зминання під дією опорної реакції підкранових балок:

$$t_{tr} \geq \frac{D_{\max}}{(b_s + 2t)R_p \gamma_c}. \quad (4.43)$$

Максимальна поперечна сила в траверсі виникає на її опорах і визначається за формулою

$$Q_{\max} = V_1 + k D_{\max} / 2, \quad (4.44)$$

де V – опорна реакція траверси на розглядуваній опорі (лівій або правій) від сили N_f ; $D_{\max}$ – максимальний тиск підкранових балок на цій же опорі; $k = 1,2$ – коефіцієнт, що враховує можливу нерівномірність передачі тиску підкранових балок на траверсу (див. рис. 4.6, б, д).

Мінімально необхідна висота траверси за умови роботи її на зріз буде:

$$h_{cal} = \frac{Q_{\max}}{t_{tr} R_s \gamma_c}. \quad (4.45)$$

Якщо мінімально необхідна висота траверси h_{cal} виявиться меншою від прийнятої з конструктивних міркувань, то остаточно приймають $h_{tr} \approx 0,5h_1$.

Стінку траверси в місцях розташування полиць верхньої частини колони підкріплюють парними вертикальними ребрами, сумарна ширина яких не менша від ширини полиць верхньої частини колони. Ділянку траверси, до складу якої входять вертикальні ребра і прилеглі ділянки стінки шириною $0,65 t_{tr} \sqrt{E / R_y}$, перевіряють як умовний центрально-стиснутий силою N_f стержень.

Зварні кутові шви W_1 , що прикріплюють траверсу до стінки підкранової гілки, розраховують на сприйняття опорних реакцій траверси $R = V_1 + D_{\max}$, а такі, що прикріплюють вертикальні ребра траверси до стінки W_2 , – на дію зведених зусиль N_f (4.41). Якщо стінка гілки колони виявиться настільки тонкою, що виникнуть труднощі при виконанні конструктивних вимог щодо катетів і довжин зварних швів, то в стінці гілки влаштовують проріз, куди заводять траверсу і приварюють її вже чотирма кутовими швами (рис. 4.6, а).

Стінку підкранової гілки колони доцільно перевірити на зріз одночасно по двох площинах $k - k$ (рис. 4.6, а) при дії відповідної реакції V_1 та q :

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{2 t_{wb} h_{tr}} \leq R_s \gamma_c, \quad (4.46)$$

де t_{wb} – товщина стінки гілки.

Переріз траверси необхідно перевірити за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.47)$$

де M_{tr} – максимальний згинальний момент у траверсі.

У розрахунковий переріз траверси допускається вводити тільки стінку траверси $W_{tr} = t_{tr} h_{tr}^2 / 6$. Остаточна висота траверси приймається як найбільше із значень, знайдених з конструктивних міркувань ($h_{tr} \approx 0,5 \dots 0,8h$), з умови роботи її на зріз (4.45) і на згин як балки на двох опорах (4.47), а також не менше від довжин зварних швів W_1 і W_2 .

Укрупнювальний стик з'єднання верхньої частини колони з нижньою, як правило, розташовують у рівні верху траверси і умовно вважають, що переда-

ча зусиль здійснюється тільки через полиці верхньої частини на торці елементів траверси, товщина яких повинна перевищувати товщини полиць. Внутрішні полиці верхньої частини крайніх колон і обидві полиці колон середніх рядів передають зусилля N_f на вертикальні ребра траверс (див. рис. 4.6, а, д) через стикові шви, які виконуються з повним проваром і тому не розраховуються.

Передача зусилля N_f від зовнішньої полиці верхньої частини колони крайнього ряду залежить від обраного конструктивного рішення вузла і типу зовнішньої гілки нижньої частини колони. Якщо зовнішня гілка запроєктована із швелера (див. рис. 4.5, е, є), то полиця верхньої частини суміщається зі стінкою швелера. При виконанні цієї гілки з двотавра верхня полиця закріплюється стиковим швом на вертикальному листі, розміщеному між полицями двотавра (далі на рис. 4.17) або кутовими швами через накладку (див. рис. 4.6, а), площу якої розраховують на відповідну силу N_f . Такі накладки передбачають і в інших випадках, якщо при несприятливому сполученні зусиль у верхній частині сила N_f одержує знак „плюс” (розтяг).

У суцільних колонах роль траверси виконує стінка нижньої частини колони, але її товщина повинна бути не меншою, ніж за умови зминання за формулою (4.43). У разі необхідності товщину стінки колони збільшують до необхідної на ділянці, що дорівнює або трохи більша від конструктивної висоти траверси $h_{tr} = (0,5...0,8)h_1$ (див. рис. 4.6, з). У суцільних колонах зварні шви W_1 , що прикріплюють траверсу до стінки підкранової гілки, розраховують (в запас) на сприйняття сили $D_{\max}$ на довжині $l_{w1} \leq 85 \beta_f k_f$.

В колонах сталого по висоті перерізу обпирання підкранових балок здійснюють на підкранові консолі. У суцільних колонах консолі двотаврового перерізу проектують одностінчастими і прикріплюють до полиці колони (рис. 4.7, а). Верхню полицю консолі, на яку обпирається підкранова балка, для кращого розподілу тиску і недопущення відгину приймають дещо товщою, ніж нижню. Переріз консолі та зварні шви, що прикріплюють консоль до колони, розраховують на одночасну дію згинального моменту $M = D_{\max}e$ та сили зрізу $D_{\max}$. При цьому умовно вважають, що згинальний момент сприймається тільки поясами, а перерізувальна сила – стінкою консолі. Таке саме припущення роблять і при розрахунку зварних швів. Для збільшення довжини зварних швів, що прикріплюють верхній пояс консолі до колони і працюють на розтяг, використовують накладки.

Як і в траверсі наскрізної колони, стінка консолі перевіряються на зминання від сили $D_{\max}$.

Стінку колони в місці розташування полиць консолі укріплюють ребрами жорсткості, товщину яких приймають такими, як і товщини полиць консолі. Пояси консолі і ребра жорсткості приварюють до полиць колони зварними швами, що розраховані на зусилля $H = M/h_c$ (рис. 4.7, а). На це ж зусилля розраховується міцність стінки на зріз по гранях ребер, а також перевіряється міцність стінки колони на ділянці між ребрами на розрахункову комбінацію зусиль з урахуванням додаткового зусилля H . Крім того, в зоні кріплення

верхньої полиці консолі перевіряється на міцність полиця колони при роботі на розтяг у напрямку товщини прокату.

У наскрізних колонах консолі виконують з двох швелерів (рис. 4.7, б). Зусилля у зварних швах N_1 і N_2 , що прикріплюють швелери до гілок, визначають за правилами важеля:

$$N_{1,2} = \frac{D_{\max}}{2} \mp \frac{D_{\max} e_1}{h_w}.$$

Саму консоль перевіряють на згин і зріз.

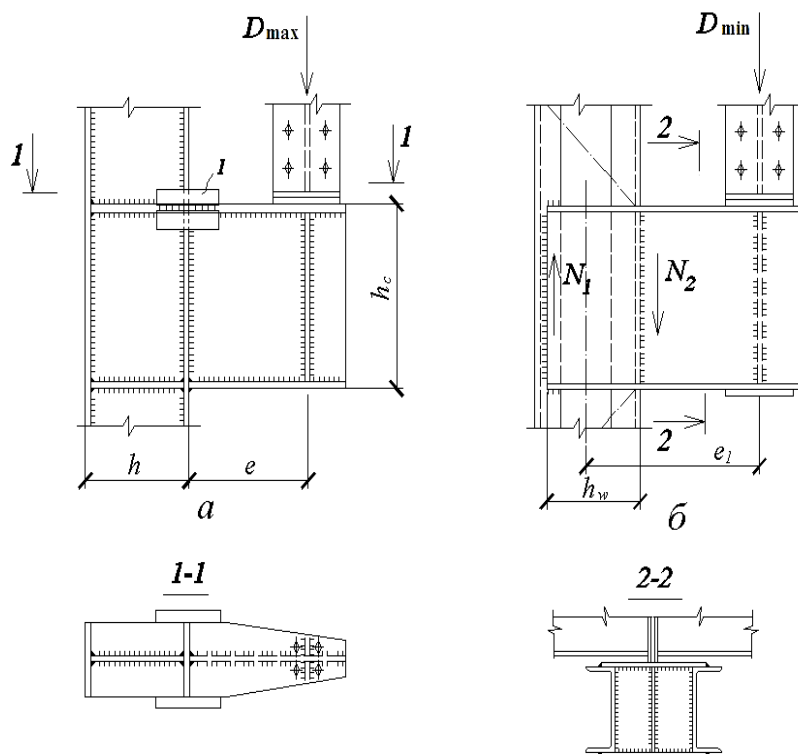


Рис. 4.7. Підкранові консолі колон:
а – суцільних, б – наскрізних; 1 – накладка

4.4.2. Базы позацентрово-стиснутих колон

Конструкція бази повинна забезпечувати передачу зусилля від стержня колони на фундамент і прийняте в розрахунковій схемі сполучення колон з фундаментами – жорстке або шарнірне, а також простоту монтажу колон.

У каркасах виробничих будівель, як правило, використовують жорстке сполучення колон із фундаментами, хоча в деяких випадках, найчастіше в легких каркасах, використовують шарнірне сполучення.

Бази позацинтрово-стиснутих колон за своїм конструктивним рішенням бувають об'єднаними (з єдиною опорною плитою) і роздільними (з окремими опорними плитами під кожну гілку наскрізної колони), з траверсами та без траверс. Схеми баз наведені на рис. 4.8.

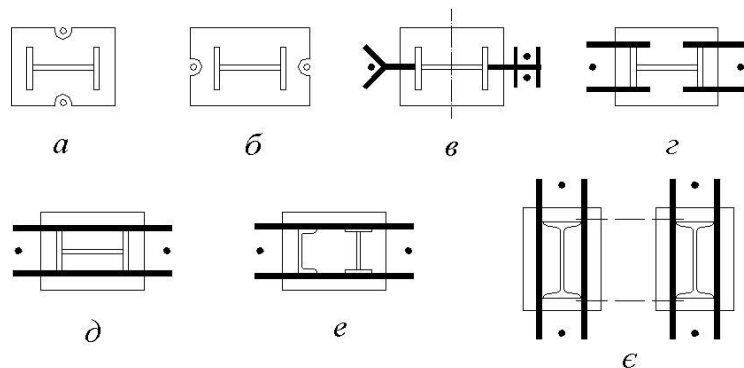


Рис. 4.8. Схеми баз колон:

а, б – без траверс; *в* – з одностінчастою траверсою; *г* – з двостінчастими роздільними траверсами; *д* – з двостінчастими спільними траверсами; *е* – об'єднана база наскрізної колони; *є* – роздільна база наскрізної колони

Бази без траверс доцільно використовувати в легких колонах (в безкранових будівлях, у будівлях з підвісними кранами або мостовими кранами вантажопідйомністю не більше 20 т) при шарнірному сполученні з фундаментами або жорсткому у випадках, коли між опорною плитою і фундаментом (опорною плитою і стержнем колони) не виникає значних зусиль відриву при дії розрахункових сполучень (див. рис. 4.8, *а, б*). При шарнірному закріпленні анкерні болти розміщують по осі колони, перпендикулярної до площини рами. Це забезпечує певну можливість повороту опорного перерізу і дозволяє умовно віднести таке сполучення до шарнірного (див. рис. 4.8, *а*).

При шарнірному сполученні базу розраховують, як у випадку центрального стиску, а діаметри болтів приймають конструктивно такими, що дорівнюють 20...30 мм, і заглиблюють їх у бетон на 15 ...20 діаметрів болта. Отвори в плиті для перепуску болтів передбачають на 20...30 мм більшими від їхнього діаметра для спрощення монтажу.

Жорстке приєднання колони до фундаменту при наскрізній конструкції колони переважно виконується на роздільній базі (рис. 4.8, *є*).

При жорсткому сполученні колони з фундаментом болти розміщують у площинах, паралельних до площини рами (див. рис. 4.8, *б- є*). Якщо між опорною плитою і фундаментом виникають напруження відриву, то їх передають на анкерні болти, які відповідно до розрахунку заглиблюються в бетон фундаменту. В цьому випадку бази без траверс мають обмежене використання внаслідок складності забезпечення необхідної міцності зварних швів, що з'єднують тонкостінний стержень і товсту опорну плиту. Крім того, у цьому разі необхідна перевірка товстої плити на розшарування впоперек прокату.

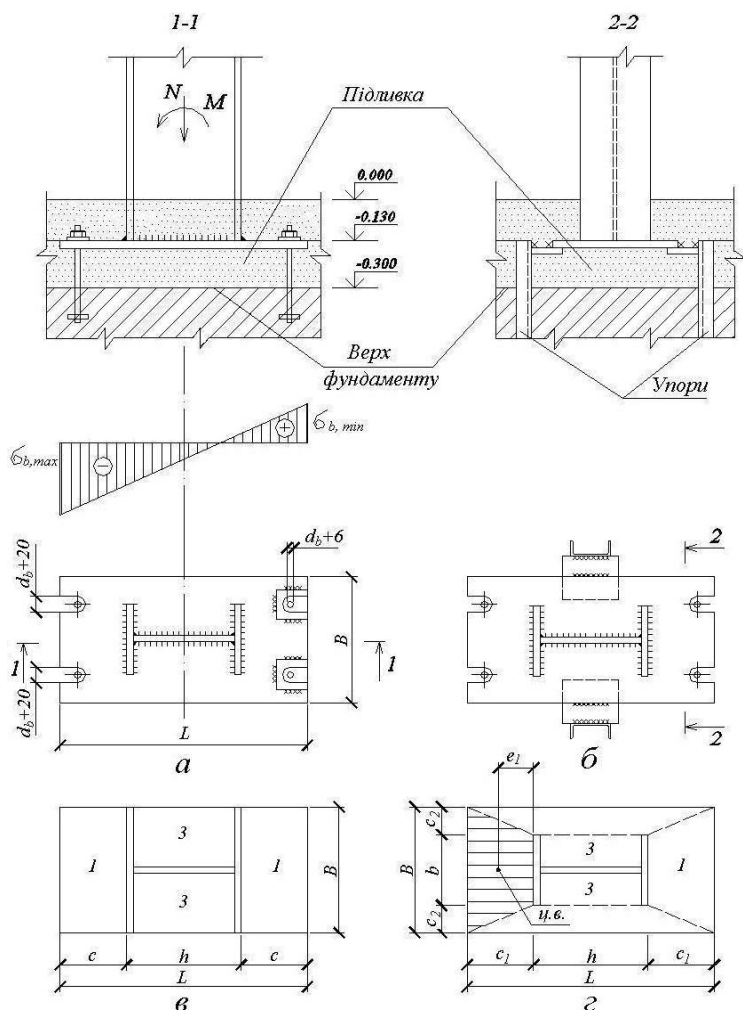


Рис. 4.9. База колони без траверс:

a – конструктивне рішення; *б* – упори для сприйняття горизонтальних сил; *в, г* – розрахункові схеми плити

При позацинтральному стиску напруження в бетоні під опірною плитою в площині рами розподіляються нерівномірно за лінійним законом. Найбільші й найменші напруження виникають у бетоні на краях плити, перпендикулярних до площини згину (рис. 4.9, *a*, рис. 4.10, *в*).

Очевидно, що при цьому найбільші стискувальні напруження не повинні перевищувати розрахункового опору бетону при місцевому стиску (змінанні) $R_{b,loc}$:

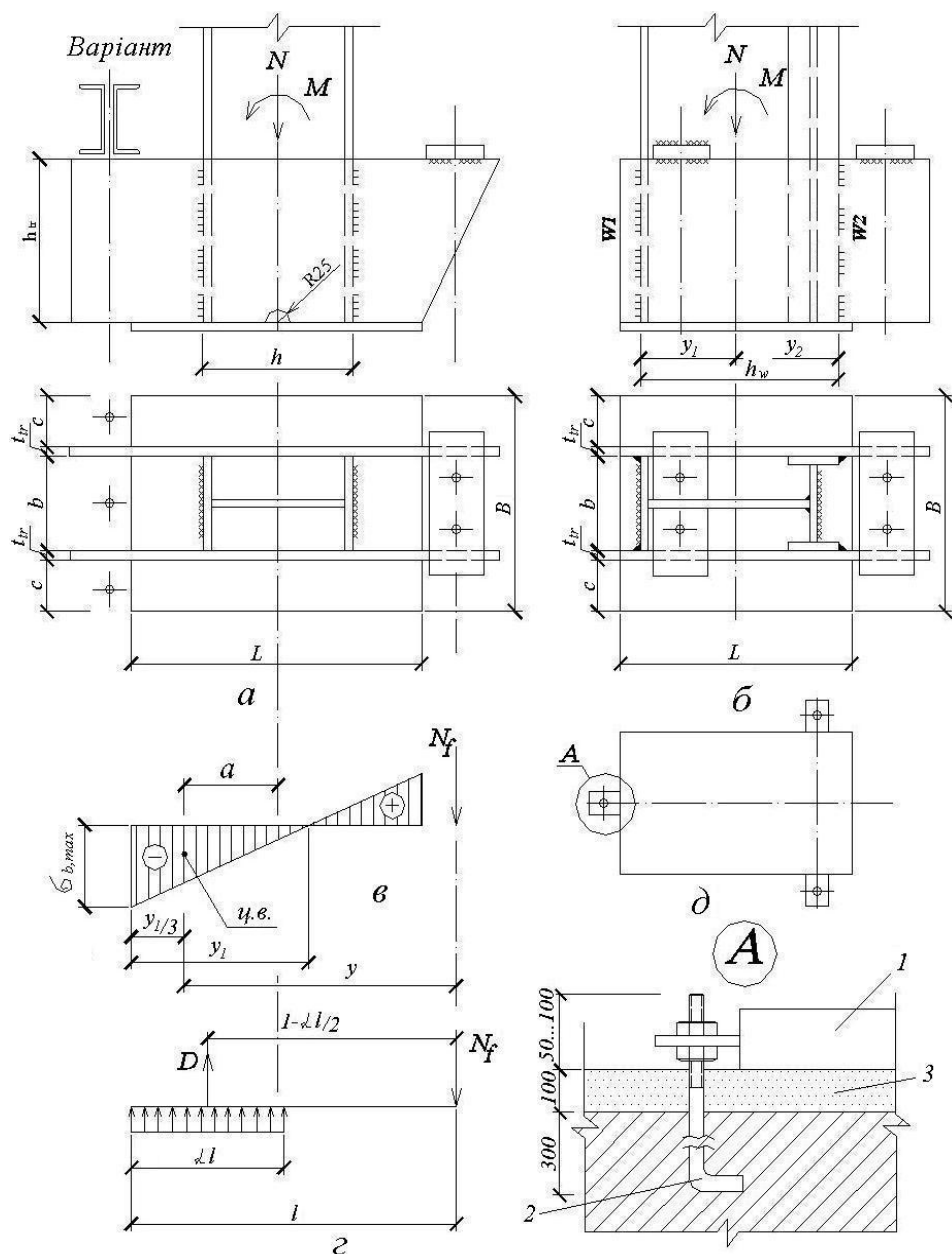


Рис. 4.10. Базис суцільних позакентрово-стиснутих колон із траверсами:
 а – симетрична; б – несиметрична; в, з – до розрахунку фундаментних болтів;
 д – розміщення встановлювальних болтів; 1 – опорна плита;
 2 – встановлювальний болт; 3 – підливка цементно-піщаним розчином

$$\sigma_{b,\max} = -\frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \leq R_{b,\text{loc}}; \quad \sigma_{b,\min} = -\frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq R_{b,\text{loc}}; \quad (4.48)$$

$$R_{b,\text{loc}} = \alpha \gamma_b f_{cd},$$

де B і L – ширина і довжина плити (рис. 4.9, а); f_{cd} – розрахунковий опір бетону стиску (призмова міцність), що приймається за табл. Д.1.10 залежно від класу бетону; $\gamma_b = \sqrt{A_f / A_{pl}}$ – коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону при місцевому зминанні залежно від відношення площ фундаменту A_f і опорної плити A_{pl} (приймається не більшим як 1,5, якщо базу розраховують до проектування фундаменту, то можна приймати $\gamma_b = 1,2$).

Якщо для фундаментів використовують бетони класу не вище С16/20, що буває найчастіше, то коефіцієнт $\alpha = 1$. При великих зусиллях можливе збільшення $R_{b,\text{loc}}$ армуванням верхньої частини фундаментів зварними сітками, при цьому $\alpha > 1$.

Максимальні напруження стиску $\sigma_{b,\max}$ і розтягу $\sigma_{b,\min}$ визначають для кожного краю плити. Більше з двох значень $\sigma_{b,\max}$ використовують для розрахунку опорної плити бази, а значення $\sigma_{b,\min}$ – для розрахунку фундаментних (анкерних) болтів. Якщо значення $\sigma_{b,\min}$ відповідає стиску, то з цього краю анкерні болти встановлюють конструктивно діаметром 20 мм.

При проектуванні позacentрово-стиснутих баз ширину опорної плити B найчастіше призначають з конструктивних міркувань, а необхідну довжину знаходять, використовуючи першу формулу (4.48) за умови $\sigma_{b,\max} = R_{b,\text{loc}}$:

$$L = \frac{N}{2BR_{b,\text{loc}}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{b,\text{loc}}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,\text{loc}}}}. \quad (4.49)$$

Для зменшення згинальних моментів у плиті база без траверс повинна бути компактною в плані і не мати великих консольних звисів. Доцільно також, щоб елементи стержня колони розбивали плиту на ділянки з чітко визначеними умовами їх обпирання по краях – на одну сторону (консольна ділянка) і на три сторони (див. рис. 4.9, в). Якщо ширина плити B перевищує ширину полиці колони b , то умовно можна вважати, що плита має консольні ділянки з шириною звису c_1 та дві ділянки, які умовно вважають опертими на три сторони (див. рис. 4.9, з). Оскільки база повинна бути розвинена в площині дії моменту, то доцільно приймати $L > B$, $c_1 > c_2$.

Плиту розраховують так, як при центральному стиску, вважаючи, що кожна ділянка рівномірно завантажена максимальними напруженнями σ_b , які діють в її межах при несприятливому сполученні зусиль.

У плиті за рис. 4.9, з максимальний розрахунковий момент виникає на консольній ділянці, де діє $\sigma_{b,\max}$, та визначається за формулою

$$M_1 = \sigma_{b,\max} A e_1, \quad (4.50)$$

де A – площа трапеції (заштрихована); e_1 – відстань від центра ваги трапеції до розрахункового перерізу.

Необхідна товщина плити становить:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{bR_y\gamma_c}}, \quad (4.51)$$

де b – ширина полиці колони; γ_c – коефіцієнт умов роботи опорної плити (табл. Д.1.9).

Для забезпечення жорсткого сполучення позацентрово-стиснутих колон з фундаментами при значних навантаженнях використовують бази з траверсами, а зусилля, що виникають в анкерних болтах, передають на траверси за допомогою анкерних плиток (див. рис. 4.8, в – е).

Поширені конструкції баз суцільних колон з траверсами наведені на рис. 4.10.

В табл. 4.8 наведено коефіцієнти для розрахунку шарнірно обпертих по контуру опорних плит на згин залежно від схеми обпирання пластини: на дві сторони (під прямим кутом), три або чотири сторони. Для ділянок, обпертих на три або чотири сторони, за розрахунковий проліт береться довжина меншої сторони $b_p \leq a_p$.

Згинальні моменти в опорній плиті визначаються:

- для консольної ділянки: $M = 0,5\sigma_b c^2, \quad (4.52)$

- для ділянок, обпертих на три, чотири або дві взаємно перпендикулярних сторони: $M = \alpha\sigma_b b_p^2, \quad (4.53)$

де c – виліт консольної ділянки плити, σ_b – реактивний тиск основи на одиницю площі під ділянкою плити, α – коефіцієнт за табл. 4.5, b_p – розрахунковий проліт плити відповідно до табл. 4.9.

Допускається врахування розвантажувального впливу суміжних ділянок плити, проте це вимагає більш складного розрахунку.

Для економії сталі у безкранових будівлях і будівлях з підвісними та мостовими кранами вантажопідйомністю до 50 т включно позначку верху фундаменту доцільно призначати приблизно 0,15 м.

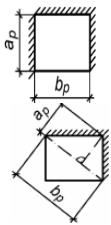
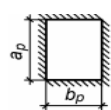
Якщо при різних комбінаціях розрахункових зусиль згинальні моменти різних знаків, що діють в опорному перерізі колони, близькі за абсолютними значеннями або невеликі, то базу виконують симетричною, тобто центр ваги опорної плити суміщають із центром ваги перерізу колони (див. рис. 4.10, а). Якщо моменти різних знаків в опорному перерізі значно розрізняються за абсолютними значеннями, то можуть бути доцільними несиметричні бази. Для цього центр ваги опорної плити зміщують відносно поздовжньої осі колони таким чином, щоб вирівняти крайові напруження під опорною плитою за рахунок створення розвантажувального моменту:

$$e = \frac{(N_1 - N_2) \frac{L}{6} + (M_1 - M_2)}{N_1 + N_2} \leq 0,5L - \left(\frac{h}{2} + h'_{\min} \right),$$

де N_1 і N_2 , M_1 і M_2 – абсолютні значення зусиль, що відповідають двом комбінаціям, які викликають найбільші напруження стиску, з двох боків опорної плити; $h_{\min} = 250$ мм – найменший звис консольної ділянки плити.

Таблиця 4.9

Коефіцієнти α для розрахунку опорних плит на згин

Схема і розрахункові розміри ділянки плити	Значення α_p при відношенні розмірів плити a_p / b_p , що дорівнює									
	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	>2,0
	0,06	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133
	-	-	-	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125
Для ділянки, що опирається на три сторони, при $0,35 < a_p / b_p$ значення α визначається як для консольної ділянки довжиною a_p ; при $0,35 < a_p / b_p < 0,5$ за лінійною інтерполяцією. Значення a_p і b_p слід визначати для розмірів у світлі.										

Бази крайніх колон, що заглиблені на 150 мм, для можливості встановлення цокольних стінових панелей проектують з обрізаними траверсами із зовнішньої сторони, а осі болтів зміщують до середини колони (рис. 4.10, б).

У базах колон з траверсами розрахунок плити починають з визначення її ширини, яку приймають із конструктивних міркувань:

$$B = b \text{ (або } h) + 2t_{tr} + 2c, \quad (4.54)$$

де b і h – розміри перерізу стержня колони; t_{tr} – товщина траверси, що приймається 10...12 мм; c – ширина звису плити, що приймається в межах 100...120 мм. Ширину плити B доцільно приймати з урахуванням градації сортаменту листової сталі. Після цього, використовуючи формулу (4.49), знаходять необхідну довжину плити.

Товщину плити визначають з розрахунку характерних ділянок плити на згин, як для центрально-стиснутих колон. При цьому навантаження для кожної ділянки дорівнюють найбільшому значенню відсічі фундаменту на цій ділянці відповідно до епюри σ_b (див. рис. 4.10, в).

Необхідно враховувати також, що для різних ділянок найбільш небезпечними можуть виявитись різні сполучення зусиль M і N .

Розрахунок траверс, консольних ребер і діафрагм, а також зварних швів

для їх прикріплення, виконується, як і при центральному стиску, а навантаження на них визначають залежно від вантажної площі та реактивного тиску бетону σ_b . Прикріплення траверс до полиць суцільних колон розраховують на максимальне зусилля N_w , що виникає у зварних швах:

$$N_{w.1} = \frac{-N y_2 \pm M}{h_w}; \quad N_{w.2} = \frac{-N y_1 \pm M}{h_w}, \quad (4.55)$$

де $N_{w.1}$, $N_{w.2}$ – зусилля у зварних швах W_1 і W_2 відповідно (див. рис. 4.10, б).

За розрахункове сполучення зусиль M і N приймають таке, що викликає найбільше значення N_w у швах.

Прикріплення траверс та стержня колони до опорної плити залежить від способу монтажу колон. Вивірення колони в процесі монтажу здійснюється за допомогою сталевих підкладок товщиною 40...60 мм, які встановлюються між опорною плитою і верхом фундаменту з подальшою підливкою цементним розчином. Траверси і стержень колони в цьому разі приварюються до плити розрахунковими суцільними кутовими швами, катети яких визначають за умови передачі зусиль із траверси на плиту. При значних зусиллях катети таких швів можуть виявитись занадто великими, тому опорні плити приварюються на заводі, найчастіше в легких базах без траверс.

Безвивірковий монтаж прискорює встановлення колони і підвищує точність монтажу. Для цього на заводі торець стержня колони з траверсами та іншими елементами бази обробляється на фрезерному верстаті, а опорна плита – на стругальному верстаті, що забезпечує передачу стискувальних зусиль між ними завдяки щільному контакту.

На монтажі плити встановлюються в проектне положення і вивіряються за допомогою трьох встановлювальних болтів (див. рис. 4.10, д). У базах без траверс роль цих болтів можуть виконувати анкерні болти з додатковими гайками та шайбами нижче рівня плити. На змонтовану та вивірену плиту після підливки розчину наносяться риски (координаційні осі), які потім використовуються для монтажу колон.

При безвивірковому монтажі стискувальні зусилля передаються від стержня колони і траверс на плиту по поверхнях контакту, а зварні шви, що з'єднують колону з плитою, призначаються конструктивно або розраховуються на прийняття тільки поперечної сили в колоні.

Фундаментні (анкерні) болти в позацентрово-стиснутих колонах підрозділяють на конструктивні й робочі. Якщо на епюрі напружень у бетоні під опорною плитою є зона від'ємних (розтяжних) напружень, то фундаментні болти працюють на розтяг і встановлюються за розрахунком.

Зусилля N_a , яке повинне сприйматися фундаментними болтами, визначають з рівняння рівноваги усіх зусиль відносно центра ваги стиснутої зони бетону (рис. 4.10, е):

$$M - Na - N_a y = 0, \quad \text{звідки} \quad N_a = \frac{M - Na}{y}, \quad (4.56)$$

де a і y – відстань від центра ваги стиснутої зони бетону до осі стержня колони та осі фундаментних болтів відповідно.

Необхідна площа перерізу нетто фундаментних болтів (по різьбі), що встановлюються з однієї сторони бази, при статичному навантаженні буде:

$$A_{cal} = \frac{N_a}{R_{ba}}. \quad (4.57)$$

Розрахунковий опір фундаментних болтів розтягу R_{ba} приймають за табл. Д.3.11 залежно від марки сталі болтів та їхнього діаметра.

Фундаментні болти розраховують на так звану анкерну комбінацію зусиль з найбільшим згинальним моментом і найменшою стискувальною силою (розвантажує болти), при цьому постійні навантаження враховують з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 0,9$.

При проектуванні доцільно використовувати мінімальну кількість болтів з кожного боку колони, але не менш як два. При великій кількості болтів зусилля в них можуть розподілятися нерівномірно, крім того, ускладнюється монтаж. Для зменшення кількості болтів збільшують діаметр болтів, розрахунковий опір, а також відстань між осями болтів у площині рами.

Для зменшення площі перерізу фундаментних болтів можна визначити зусилля в них з урахуванням розвитку пластичних деформацій у бетоні. При цьому напруження реактивного тиску фундаменту під плитою вважається рівномірно розподіленим (див. рис. 4.10, z), а зусилля розтягу в болтах:

$$N_a = D - N, \quad (4.58)$$

де D – відсіч стиснутої зони бетону $D = \alpha_c l B R_b$, де $\alpha_c l$ – довжина стиснутої зони бетону під плитою.

Коефіцієнт α визначають з умови рівноваги $\sum M = 0$ відносно осі фундаментних болтів:

$$Ns + M - D(l - 0,5\alpha_c l) = N(s + e) - \alpha_c l B R_b(l - 0,5\alpha_c l) = 0.$$

$$\text{Звідси } \alpha_c = 1 - \sqrt{1 - \frac{2N(e + s)}{R_{b,loc} l^2 B}}, \text{ де } e = M / N.$$

Бази наскрізних колон бувають об'єднаними і роздільними. Об'єднані бази використовують переважно при незначній відстані між гілками колони (до 1 м), а за конструкцією і розрахунком вони принципово не відрізняються від баз суцільних колон (див. рис. 4.8, e).

При відстані між гілками 1 м і більше бази наскрізних колон виконують, як правило, роздільного типу, які виявляються більш економічними. В конструктивному плані роздільні бази складаються з двох окремих баз під кожну гілку колони. Оскільки гілки працюють на центральний стиск, то і бази під кожну гілку проектують, як бази центрально-стиснутих колон (рис. 4.11).

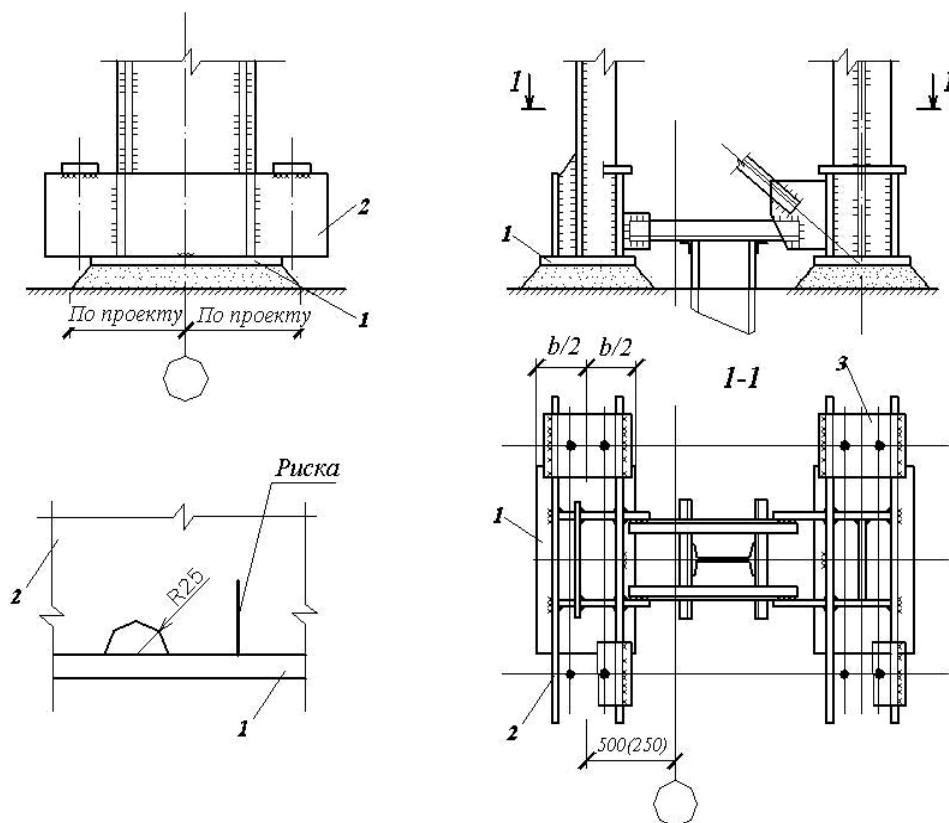


Рис. 4.11. Роздільна база наскрізної колони:
1 – опорна плита; 2 – траверса; 3 – анкерна плитка; 4 – упор

Для розрахунку опорних плит використовують дві різні комбінації розрахункових зусиль, яким відповідають найбільші зусилля стиску в кожній з гілок колони. Розміри опорних плит у плані і висоту траверс приймають відповідно до розрахунку різними під кожну гілку, а товщину плит – однаковою. При розрахунку плити бази використовуються коефіцієнти табл. 4.4. Розрахунок такої бази виконується для кожної гілки окремо як для центрально стиснутої колони (див. далі у прикладі 4.1).

Для забезпечення сприйняття перерізувальної сили, що діє в опорному перерізі, бази з'єднуються між собою за допомогою розпірок, а в базах суцільних колон або базах об'єднаного типу передбачаються упори. Розтягувальні зусилля, що виникають між опорною плитою і фундаментом, сприймаються анкерними болтами, які розміщують симетрично відносно поздовжніх осей гілок колони, щоб запобігти виникненню додаткових зусиль.

Зусилля від анкерних болтів передаються на анкерні плиточки, які розраховують як однопролітні балки, що опираються на траверси і завантажені силами, що відповідають несучій здатності анкерних болтів:

$$N_{ba} = A_{bn} R_{ba}, \quad (4.59)$$

де A_{bn} – площа перерізу болта нетто; R_{ba} – розрахунковий опір фундаментних болтів, що приймається за табл. Д.3.11 залежно від марки сталі та діаметра.

При визначенні моменту опору анкерних плиток необхідно враховувати послаблення їх отворами, діаметр яких на 5...6 мм більший від діаметра анкерних болтів.

4.4.3. Проріз для проходу в стінці колони

Проріз у стінці колони влаштовують у будівлях, обладнаних кранами груп режимів роботи 7К і 8К, у тих випадках, коли габарити кранів не дозволяють організувати прохід збоку від колони (рис. 4.12).

Розміри прорізу приймають не менш як 400 мм шириною і 1800 мм висотою, а ослаблену ділянку колони підсилюють вертикальними і горизонтальними листами. Вертикальні ребра виконують із двох листів, які приварюються до стінки з підварюванням кореня шва (рис. 4.12, в). У деяких випадках підсилення виконують одним листом, який заводять “у виделку” на стінку колони і приварюють кутовими швами (рис. 4.12, з). У цьому разі вертикальне ребро складається з двох частин, які зварюються горизонтальним швом у середині висоти прорізу. В обох випадках площа ребер не повинна бути меншою за площу вирізаної ділянки стінки.

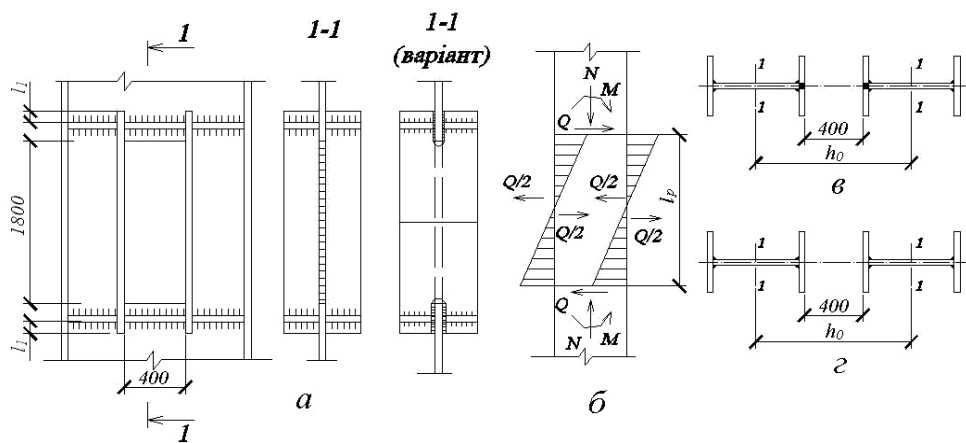


Рис. 4.12. Проріз для проходу в колоні: а – конструктивне рішення; б – розрахункова схема; в, з – варіанти укріплення вертикальними ребрами; 1 – зварний шов у вертикальному ребрі

Послаблений переріз або розраховують на таке саме сполучення зусиль, як і саму колону, або визначають розрахункові комбінації зусиль M , N і Q по верхній та нижній межах прорізу.

На ділянці прорізу колона працює як наскрізний позацентрово-стиснутий стержень із жорсткими планками на краях (див. рис. 4.12, б). Від згинального моменту M та поздовжньої сили N в гілках виникає поздовжнє зусилля

$$N_b = -\frac{N}{2} - \frac{M}{h_0},$$

а від поперечної сили – місцевий згинальний момент

$$M_b = \frac{Q l_p}{4}$$

Переріз гілки перевіряють на стійкість як позацентрово-стиснутий стержень у площині дії моменту відносно осі 1–1 за (4.13) і з площини дії моменту за (4.15).

Гнучкість гілки визначають при розрахунковій довжині, яка дорівнює висоті прорізу l_p . Зварні шви на ділянці l_1 розраховують за умовою рівномірності з вертикальними ребрами (див. рис. 4.12, а).

Приклад 4.1

Виконати розрахунок та законструювати ступінчасту колону за даними прикладу 3.1.

Розрахункові зусилля в колоні. Для виконання подальшого розрахунку необхідно розрахункові зусилля від різних навантажень представити у вигляді певних комбінацій – розрахункових сполучень зусиль. Основні засади складання розрахункових сполучень описані у розділі 3.4.

Характерні перерізи для колон, де слід скласти розрахункові сполучення зусиль, є:

- в рівні сполучення з фундаментом;
- в рівні сполучення з ригелем;
- на кінцях ділянок з постійним перерізом в ступінчастих колонах;
- в перерізах, де зусилля M досягають максимуму.

До першої групи розрахункових сполучення зусиль включені постійні навантаження та одне короткочасне змінне з коефіцієнтом сполучення $\psi = 1,0$. Як одне короткочасне навантаження взяте снігове, або вітрове, або кранове (тільки вертикальне, або вертикальне разом з горизонтальним). При включенні до розрахунку двох чи більше короткочасних навантажень за другим основним сполученням вони враховуються з коефіцієнтом $\psi = 0,9$ (див. табл. 3.1).

В табл. 4.10 складені розрахункові сполучення зусиль для кожного з розрахункових перерізів для можливих сполучень, що характеризуються одним максимальним зусиллям ($\pm \max$) та іншими відповідними (cor).

Таблиця 4.10

**Розрахункові сполучення зусиль у перерізах лівої колони
рами від діючих навантажень M (кНм), N та Q (кН)**

№	Навантаження, сполучення		ψ	Переріз 1–1		Переріз 2–2		Переріз 3–3		
				M	N	M	N	M	N	Q
1	Постійне			-35,74	-252,8	+27,46	-322,78	+48,16	-322,78	-1,805
2	Снігове			-41,74	-265,05	+24,52	-265,05	+48,77	-265,05	-2,114
3	$D_{\max}$ зліва			+137,06	0	-448,82	-1171,8	-153,88	-1171,8	-25,71
4	$D_{\max}$ справа			+137,06	0	-49,99	-374,1	+244,98	-374,1	-25,71
5	$\pm H_{\max}$ зліва			$\pm 11,17$	0	$\pm 11,17$	0	$\pm 536,28$	0	$\pm 47,73$
6	$\pm H_{\max}$ справа			$\pm 108,60$	0	$\pm 108,60$	0	$\pm 529,05$	0	$\pm 33,78$
7	Вітрове зліва			-223,49	0	-223,49	0	-890,40	0	+69,21
8	Вітрове справа			+231,29	0	+231,29	0	+857,17	0	-62,19
Основні сполучення	$+M_{\max}$ $N_{\text{відп}}$	№		1+3+6		1+8		1+8		
			1	+209,92	-252,8	+258,75	-322,78	+905,33	-322,78	
		№		1+0,9(3+6+8)		1+0,9(2+4+6+8)		1+0,9(2+4+5+8)		
			0,9	+393,51	-252,80	+310,43	-898,02	+1566,64	-898,01	
	$-M_{\max}$ $N_{\text{відп}}$	№		1+7		1+(3+6)		1+7		
			1	-259,23	-252,80	-529,96	-1494,58	-842,24	-322,78	
		№		1+0,9(2+7)		1+0,9(3+6+7)		1+0,9(3+5+7)		
			0,9	-274,45	-491,35	-675,36	-1377,4	-1374,34	-1377,4	
	$N_{\max}$ $+M_{\text{відп}}$	№		1+2		1+(4+6)		1+(3+5)		
			1	-77,48	-517,85	+85,47	-696,88	+430,56	-1494,58	
		№		1+0,9(2+3+6+8)		1+0,9(2+4+6+8)		1+0,9(2+3+5+8)		
			0,9	+355,95	-491,35	+310,43	-898,02	+1207,6	-1615,95	
	$N_{\max}$ $-M_{\text{відп}}$	№		1+2		1+(3+6)		1+(3+5)		
			1	-77,48	-517,85	-529,96	-1494,58	-642,0	-1494,58	
		№		1+0,9(2+7)		1+0,9(2+3+6+7)		1+0,9(2+3+5+7)		
			0,9	-274,45	-491,35	-653,29	-1615,95	-1330,45	-1615,95	
	$N_{\min}$ $+M_{\text{відп}}$	№		Зусилля M і N постійного навантаження враховані з коефіцієнтом 0,9/1,1=0,82					0,82(1)+8	
			1						+896,66	-264,68
		№							0,82(1)+7	
			1						-850,91	-264,68
	$N_{\min}$ $-M_{\text{відп}}$	№							1+0,9(2+3+5+8)	
			0,9							

Визначення розрахункових довжин. Розрахункові довжини для надкранової та підкранової ділянок колон за (4.1) визначаємо за методикою, розглянутою в розділі 4.1:

$$l_{ef2} = \mu_2 l_2; \quad l_{ef1} = \mu_1 l_1, \quad \text{де } l_2 = 5,35 \text{ м}; \quad l_1 = 11,47 \text{ м.}$$

При найбільшій поздовжній силі в підкрановій частині $N_1 = -161595 \text{ кН}$ (навантаження 1,2,3,5,7, табл. 4.6) та відповідно до цієї комбінації поздовжній силі в надкрановій частині визначаємо:

$$N_2 = -(2528 + 0,9 \cdot 26505) = -491,35 \text{ кН};$$

відношення навантажень за формулою (4.2):

$$\beta = \frac{N_1}{N_2} = \frac{161595}{491,35} = 3,29.$$

Колона однопролітної рами при шарнірному спряженні з ригелем вважається такою, що має верхній кінець, вільний від усіляких закріплень. Тому визначаємо значення коефіцієнтів μ_1 та μ_2 за табл. 4.1: при відношеннях $l_2/l_1 = 5,33/11,47 = 0,46 < 0,6$ і $\beta = N_1/N_2 = 3,29 > 3$, а також

$$I_2/I_1 = 1/7,6 = 0,13 \text{ (див. приклад 3.1) маємо } \mu_1 = 2,5; \quad \mu_2 = 3,0.$$

Точніші значення μ_1 та μ_2 можуть бути визначені за табл. Д.4.3. Для визначення коефіцієнтів μ_1 та μ_2 необхідно обчислити допоміжні коефіцієнти α_1

та n при співвідношенні жорсткостей ділянок колони $\frac{I_1}{I_2} = 7,6$:

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} = \frac{11,47}{7,6 \cdot 5,33} = 0,283$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \cdot \beta}} = \frac{5,33}{11,47} \cdot \sqrt{\frac{7,6}{3,29}} = 0,706$$

$\mu_1 = 2,401$; за (4.6) $\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 = 2,401/0,706 = 3,402 > 3$ (беремо $\mu_2 = 3,0$). Деяка розбіжність у значеннях не справляє істотного впливу на подальший розрахунок.

Таким чином, розрахункові довжини в площині рами становлять:

$$l_{ef2} = \mu_2 l_2 = 3,0 \cdot 5,33 = 15,99 \text{ м}; \quad l_{ef1} = \mu_1 l_1 = 2,5 \cdot 11,47 = 28,675 \text{ м.}$$

Розрахункові довжини із площини рами приймаємо такими, що дорівнюють геометричним відстаням між точками закріплення колони в'язями:

- для підкранової ділянки : $l_{ef,y1} = l_1 = 11,47 \text{ м};$
- для надкранової ділянки: $l_{ef,y2} = l_2 - h_{bc} = 5,33 - 1,6 = 3,73 \text{ м.}$

Підбір перерізу надкранової частини колони. Надкранову частину колони приймаємо у вигляді симетричного складеного двотавра з висотою перерізу 500 мм.

Матеріал колон – сталь 255. Для сталі С255 при товщині листового прокату 10...20 мм та товщині фасонного прокату 10...20 мм (табл. Д.1.8):

- розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2 = 24 \text{ кН/см}^2$;

- розрахунковий опір зсуву $R_s=0,58 R_y=0,58 \cdot 24=13,92$ кН/см²;
- розрахунковий опір зминанню (для листового прокату) $R_p=33,6$ кН/см²;
- модуль пружності сталі $E=2,06 \cdot 10^5$ Н/мм² $=2,06 \cdot 10^4$ кН/см².

Коефіцієнт умов роботи (табл. Д.1.9) $\gamma_c = 1,05$.

Розрахункові зусилля для перерізу 1–1 визначаємо за табл. 4.6 розрахункових сполучень зусиль:

$M = 355,95$ кНм – при розрахунковій комбінації зусиль $(1 + 2 + 3 + 6 + 8)$;

$N = -491,35$ кН.

Розрахункова комбінація $M = 393,51$ кНм та $N = -252,80$ кН навіть при більшому значенні M суттєво програє у значеннях N , тому до розрахунку не приймається, однак може бути перевірена як додаткова після підбору перерізу.

Для визначення необхідної площі перерізу за (4.31) потрібно обчислити такі величини (табл. Д.5.15):

- радіус інерції $i_x \approx 0,42 h_2 = 0,42 \cdot 50 = 21$ см;
- ядрова відстань $\rho_x = W_x / A \approx 0,35 h_2 = 0,35 \cdot 50 = 17,5$ см;
- умовна гнучкість $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{ef.2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1599}{21} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,6$;
- відносний ексцентриситет $m_x = e \frac{A}{W_c} = \frac{M}{N} \frac{1}{\rho_x} = \frac{355,95}{491,35} \cdot \frac{1}{17,5} = 4,14$;
- коефіцієнт впливу форми перерізу за табл. Д.4.2 при $0 < \bar{\lambda} \leq 5$ та $A_f / A_w = 0,5$ буде: $\eta = 1,25$;
- зведений відносний ексцентриситет $m_{ef} = m_x \cdot \eta = 4,14 \cdot 1,25 = 5,17 < 20$;
- коефіцієнт $\varphi_e = 0,196$ при $\bar{\lambda}_x = 2,60$ та $m_{ef} = 5,17$ знаходимо за табл. Д.4.7.

Необхідна площа перерізу становить:

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{491,35}{0,196 \cdot 24 \cdot 1,05} = 104,45 \text{ см}^2,$$

де $R_y \gamma_c = 240 \cdot 1,05 = 252$ МПа $= 25,2$ кН/см².

Приймаємо попередньо товщину полиць 10 мм, тоді висота стінки буде

$$h_w = 50 - 2 \cdot 1,0 = 48,0 \text{ см}.$$

Для забезпечення місцевої стійкості стінки її умовна гнучкість за (4.24) не повинна перевищувати граничних значень $\bar{\lambda}_{uw}$ за табл. 4.4. При $m = 4,14 > 1,0$ і $\bar{\lambda}_1 = \bar{\lambda}_x = 2,60 > 2,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot 2,60 = 2,11$.

Мінімально необхідна товщина стінки за умови забезпечення місцевої стійкості відповідно до (4.28) становитиме: $t_w = \frac{48}{2,11} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,77$ см.

Приймаємо за сортаментом широкоштабової сталі стінку товщиною $t_w = 8$ мм. Площа стінки буде $A_w = t_w h_w = 0,8 \cdot 48 = 38,40$ см², а необхідна площа полиці – $A_{f,cal} = 0,5(A_{cal} - A_w) = 0,5 \cdot (104,45 - 38,40) = 33,03$ см².

Для забезпечення місцевої стійкості полиці граничне відношення ширини звису до товщини не повинне перевищувати таких значень (табл. 4.5, тип перерізу 1), при яких виконується умова:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf} = (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x =$$

$$= (0,36 + 0,1 \cdot 2,60) - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 2,6)4,14 = 0,483,$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \bar{\lambda}_{uf} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,483 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 17,74$$

Зважаючи на те, що $A_f \approx 2b_{ef}t_f$, за формулою (4.32) товщина полиць повинна бути не меншою, ніж $t_f = \sqrt{\frac{33,03}{2 \cdot 17,74}} = 0,96$ см.

Остаточно полиці і стінку приймаємо із широкоштабової універсальної сталі (ГОСТ 82–70*): полиці з листа – 360×10 мм, а стінку з листа – 480×8 мм (рис.4.13).

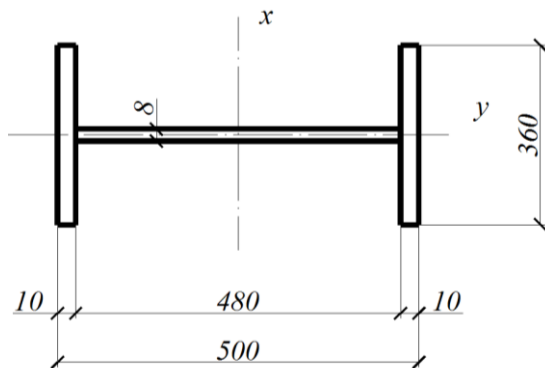


Рис. 4.13. Поперечний переріз надкранової частини колони

Геометричні характеристики прийнятого перерізу:

$$A = 0,8 \cdot 48 + 2 \cdot 1,0 \cdot 36 = 110,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{0,8 \cdot 48^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{48 + 1,0}{2} \right)^2 = 50590,8 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1,0 \cdot 36^3}{12} = 7776 \text{ см}^4;$$

$$W_c = W_x = \frac{I_x \cdot 2}{h} = \frac{50590,8 \cdot 2}{50} = 2023,63 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{50590,8}{110,4}} = 21,41 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{7776}{110,4}} = 8,39 \text{ см}.$$

Перевірки прийнятого перерізу. Для подальшого виконання перевірки стійкості надкранової частини колони в площині дії моменту обчислюємо уточнені значення:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1599}{21,41} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,55 > 2,0;$$

$$m_x = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{35595}{491,35} \cdot \frac{110,4}{2023,63} = 3,95; \quad \frac{A_f}{A_w} = \frac{36 \cdot 1,0}{48 \cdot 0,8} = 0,94 \approx 1,0.$$

За табл. Д.4.2 визначаємо при $A_f/A_w = 1,0$

$$\eta = (1,90 - 0,1m_x) - 0,02(6 - m_x) \bar{\lambda}_x = (1,90 - 0,1 \cdot 3,95) - 0,02 \cdot (6 - 3,95) \cdot 2,55 = 1,40;$$

$$m_{ef} = \eta m_x = 1,40 \cdot 3,95 = 5,53; \text{ за табл. Д.4.7 } \varphi_e = 0,188.$$

Для підбраного перерізу повинні бути виконані такі перевірки:

1) Перевірка загальної стійкості надкранової частини колони в площині дії моменту за (4.13):

$$\frac{N}{A\varphi_e} = \frac{491,35}{110,4 \cdot 0,188} = 23,67 \text{ кН/см}^2 = 236,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 252 \text{ МПа, тоб-}$$

то загальна стійкість забезпечена.

2) Перевірку загальної стійкості надкранової частини колони поза площиною дії моменту виконуємо за (4.15), для чого знаходимо такі величини:

$$- \text{гнучкість стержня } \lambda_y = \frac{l_{ef,y2}}{i_y} = \frac{373}{8,39} = 44,5; \text{ умовна гнучкість}$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 44,5 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,52;$$

– коефіцієнт поздовжнього згину за табл. Д.4.5 $\varphi_y = 0,927$ (тип перерізу *b*);

– відносний ексцентриситет при дії моменту M_x у межах середньої третини розрахункової довжини колони $l_{ef,y2} = 3,73$ м від рівня гальмівної балки до нижнього поясу ферми:

- розрахунковий момент на рівні підкранового уступу $M=355,95$ кНм при комбінації зусиль $(1 + 2 + 3 + 6 + 8)$ (рис. 4.14),

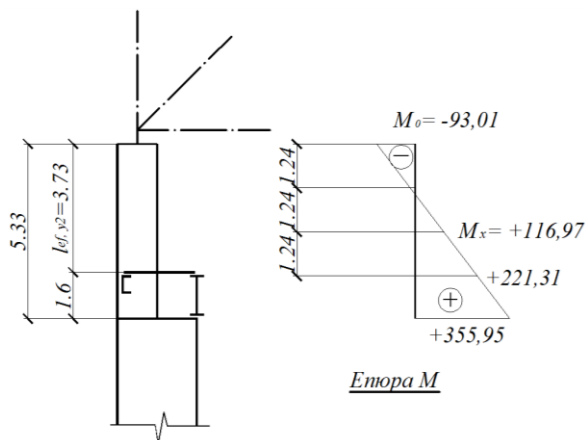


Рис. 4.14. До перевірки загальної стійкості надкранової частини колони із площини дії моменту

- при цій же комбінації момент в рівні верха колони $M_0 = -45,36 - 0,9 \cdot 53,01 = -93,01$ кНм (див. епюри на рис. 3.21, а, б);
лінійною інтерполяцією знаходимо значення, необхідне для розрахунку, $M_x = +116,97$ кНм $> 0,5 \cdot 221,31 = 110,65$ кНм (див. епюру M на рис. 4.14).

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{11697}{491,35} \cdot \frac{110,4}{2023,63} = 1,30 < 5;$$

- коефіцієнти за табл. 4.2:

$$\text{при } 1 < m_x \leq 5 \quad \alpha_c = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,30 = 0,715;$$

$$\text{при } \lambda_y = \frac{373}{8,39} = 44,5 < \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{E/R_y} = 92 \quad \beta = 1,0;$$

$$\text{при } \bar{\lambda}_y = 44,5 \cdot \sqrt{R_y/E} = 1,51$$

$$\nu = 1 - \frac{\bar{\lambda}}{14} \left(2,12 - \frac{b}{h} \right) = 1 - \frac{1,51}{14} \left(2,12 - \frac{38}{50} \right) = 0,85;$$

- коефіцієнт за формулою (4.17):

$$\text{при } m_x \leq 5 \quad c = \frac{\beta}{1 + \alpha \nu m_x} = \frac{1}{1 + 0,715 \cdot 0,85 \cdot 1,30} = 0,56.$$

- перевірка стійкості із площини дії моменту відповідно до (4.16):

$$\frac{N}{s \varphi_y A} = \frac{491,35}{0,56 \cdot 0,873 \cdot 110,4} = 9,10 \text{ кН/см}^2 = 91,0 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

тобто загальна стійкість надкранової частини колони із площини дії моменту забезпечена. При цьому $s \varphi_y = 0,56 \cdot 0,873 = 0,489 > \varphi_e = 0,188$

3) Забезпечення місцевої стійкості стінки при таких граничних значеннях гнучкості стінки (табл. 4.4):

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot 2,55 = 2,09 > \bar{\lambda}_w = \frac{48}{0,8} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,05.$$

забезпечується виконанням умови (4.24) на етапі компонування перерізу.

4) Місцева стійкість полиці при ширині звису $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = 17,6 \text{ см}$ забезпечується виконанням умови (4.23), за якої

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{17,6}{1,0} = 17,6 \leq \bar{\lambda}_{uf} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 17,74.$$

5) Оскільки $m_{ef} = 5,53 < 20$, перевірка міцності надкранової частини не потрібна.

Підбір перерізу нижньої (підкранової) частини колони.

Підкранову частину колони проектуємо як наскрізну, що складається з двох гілок, сполучених решіткою. Попередньо ширина колони $h_0 \approx h_1 = 1,0 \text{ м}$.

Поздовжні зусилля у гілках, які визначені за формулою (4.33) $N_b = -\frac{N}{2} - \frac{M}{h_0}$

відповідно до розрахункових сполучень зусиль (див. табл. 4.9), наведені у табл. 4.10.

Найбільші зусилля:

- у внутрішній (підкрановій) гілці $N_b = -2138,43 \text{ кН}$ за сполученням $M = -1330,45 \text{ кНм}$, $N = -1615,95 \text{ кН}$;
- у зовнішній (шатровій) гілці $N_b = -2015,46 \text{ кН}$ за сполученням $M = +1566,64 \text{ кНм}$, $N = -898,01 \text{ кН}$;

Оскільки найбільші розрахункові зусилля у гілках близькі за значеннями, розглядаємо симетричний переріз підкранової частини із двох прокатних двотаврів (за ГОСТ 26020–83).

Підбір перерізу гілок. Гілки проектуємо як стержні, центрально стиснуті зусиллям N_b . Потрібна площа перерізу гілки при орієнтовному значенні $\varphi_0 = 0,8$

$$A_b = \frac{N_b}{\varphi_0 R_y \gamma_c} = \frac{2138,43}{0,8 \cdot 24 \cdot 1,0} = 111,38 \text{ см}^2.$$

Таблиця 4.10

Розрахункові зусилля N_b у гілках підкранової частини колони, кН

Пере-різ	Розрахункові сполучення зусиль при $\psi = 1,0$	$N / 2$	Зовнішня гілка		Підкранова гілка		Розрахункові сполучення зусиль при $\psi = 0,9$	$N / 2$	Зовнішня		Підкранова гілка	
			M / h_0	$N/2 + M/h_0$	M/h_0	$N/2 + M/h_0$			M/h_0	$N/2 + M/h_0$	M/h_0	$N/2 + M/h_0$
2-2	$+M_{\max}=+258,75$ $N_{\text{відп}}=-322,78$	-161,39	-258,75	-420,14	+258,75	+97,36	$+M_{\max}=+310,43$ $N_{\text{відп}}=-898,02$	-449,01	-310,43	-759,44	+310,43	-138,58
	$-M_{\max}=-529,96$ $N_{\text{відп}}=-1494,58$	-747,25	+529,96	-217,33	-529,96	-1277,25	$-M_{\max}=-675,36$ $N_{\text{відп}}=-1377,4$	-688,70	+675,36	-13,34	-675,36	-1364,06
	$+M_{\text{відп}}=+85,47$ $N_{\max}=-696,88$	-348,44	-85,47	-433,91	+85,47	-262,97	$+M_{\text{відп}}=+310,43$ $N_{\max}=-898,02$	-449,01	+310,43	-759,44	+310,43	-138,58
	$-M_{\text{відп}}=-529,96$ $N_{\max}=-1494,58$	-747,29	+529,96	-217,33	-529,96	-1277,25	$-M_{\text{відп}}=-653,29$ $N_{\max}=-1615,95$	-807,98	+653,29	-154,69	-653,29	-1461,27
3-3	$+M_{\max}=+905,33$ $N_{\text{відп}}=-322,78$	-161,39	-905,33	-1066,72	+905,33	+743,94	$+M_{\max}=+1566,64$ $N_{\text{відп}}=-898,01$	-449,00	-1566,46	-2015,46	+1566,46	+1117,64
	$-M_{\max}=-842,24$ $N_{\text{відп}}=-322,78$	-161,39	+842,24	+680,85	-842,24	-1003,63	$-M_{\max}=-1374,34$ $N_{\text{відп}}=-1377,4$	-688,70	+1374,34	+685,64	-1374,34	-2063,04
	$+M_{\text{відп}}=+430,56$ $N_{\max}=-1494,58$	-747,29	-430,56	-1177,85	+430,56	-316,73	$+M_{\text{відп}}=+1207,6$ $N_{\max}=-1615,95$	-807,98	-1207,6	-2015,58	+1207,6	+399,62
	$-M_{\text{відп}}=-642,00$ $N_{\max}=-1494,58$	-747,29	+642,00	-105,29	-642,00	-1389,29	$M_{\text{відп}}=-1330,45$ $N_{\max}=-1615,95$	-807,98	+1330,45	+522,47	-1330,45	-2138,43
	$M_{\text{відп}}=+896,66$ $N_{\min}=-264,68$	-132,34	-896,66	-1028,9	+896,66	+764,32						

Візьмемо двотавр 55Б1 (рис. 4.15) з такими геометричними характеристиками:

$$A = 113,37 \text{ см}^2; i_y = 22,16 \text{ см}; i_{1-1} = 4,61 \text{ см}; I_{1-1} = 2404 \text{ см}^4.$$

$$\text{При цьому } \bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y1}}{i_y} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{1147}{22,16} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,77; \text{ тип перерізу } b,$$

$$\varphi_y = 0,853 \text{ (табл.Д.4.5).}$$

Оскільки при ширині полиць 220 мм фактична відстань між гілками становить $h_0 = 1000 - 220/2 = 890$ мм (рис. 4.15), виконуємо уточнення розрахункового зусилля:

$$N_b = -\frac{1615,95}{2} - \frac{1330,45}{0,890} = -2302,86 \text{ кН.}$$

Перевірка стійкості гілки із площини рами за (4.34):

$$\frac{N_b}{A_b \varphi_y} = \frac{2302,86}{113,37 \cdot 0,853} = 26,095 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

тобто загальна стійкість гілок із площини рами при такому номері профілю не забезпечується.

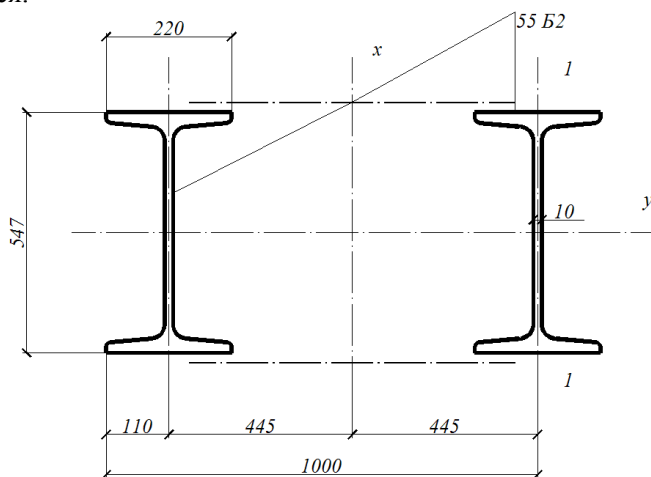


Рис. 4.15 . Схема поперечного перерізу підкранової частини колони

Профіль 55Б2 має такі геометричні характеристики: $A = 124,75 \text{ см}^2$; $i_y = 22,43 \text{ см}$; $i_{1-1} = 4,70 \text{ см}$; $I_{1-1} = 2750 \text{ см}^4$, ширина полиці $b = 220$ мм. Тут гнучкість $\lambda = 1147/22,43 = 51$, умовна гнучкість

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y1}}{i_y} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{1147}{22,43} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,74,$$

а коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi_y = 0,861$ (табл. Д 4.5). Перевірка стійкості:

$$\frac{N_b}{A_b \varphi_y} = \frac{2302,86}{124,75 \cdot 0,861} = 21,79 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

тобто необхідна умова забезпечена.

Складемо умову рівності стійкості гілки в площині та поза площиною рами: гнучкість гілки на ділянці між вузлами решітки λ_{1-1} приймаємо такою, що дорівнює гнучкості гілки поза площиною $\lambda_{1-1} = \frac{l}{i_{1-1}} = \lambda_y = 51 < 80$. Ви-

ходячи з цієї умови можна визначити максимально допустиму відстань між вузлами решітки:

$$l_u = 51 \cdot 4,70 = 240 \text{ см.}$$

Попередньо komponуємо розміщення решітки за рівних відстаней між вузлами (рис. 4.16) і приймаємо $l = 213$ см, що менше, ніж потрібна відстань $l_u = 240$ см. При цьому гнучкість гілки становитиме:

$$\lambda_{1-1} = \frac{213}{4,70} = 45; \quad \bar{\lambda}_{1-1} = 45 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,54; \quad \varphi = 0,887.$$

При $\lambda_{1-1} = 45 < \lambda_y = 51$ перевірка гілки на стійкість відносно осі 1-1 буде зайвою.

Для колон з невисокими значеннями гнучкості виникає потреба у перевірці місцевої стійкості стінки центрально стиснутої гілки. За найбільшої умовної гнучкості гілки $\bar{\lambda}_y = 51 \sqrt{R_y/E} = 1,74 < 2,0$ гранична умовна гнучкість стінки при $m=0$ становить (табл. 4.4,а):

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}_y^2 = 1,30 + 0,15 \cdot 1,74^2 = 1,75.$$

Для прийнятого двотавра 55Б2: $t_w = 1,0$ см; розрахункова висота стінки $h_{ef} = h - 2(t_f + r) = 54,7 - 2(1,55 + 2,4) = 46,8$ см (табл. Д 5.4), умовна гнучкість стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{46,8}{1,0} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,60 < \bar{\lambda}_{uw} = 1,75, \text{ тобто місцева стій-}$$

кість стінки забезпечена.

Розрахунок решітки колони. Розрахункова поперечна сила в перерізі колони $Q_{\max} = 125,77$ кН; умовна поперечна сила (при орієнтовному значенні $\varphi = 0,8$) за (4.39):

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - (2,06 \cdot 10^5) / 240) \times \\ \times (1615,95 / 0,8) = 21,26 \text{ кН} < 125,77 \text{ кН.}$$

Підбір перерізів решітки виконуємо на більше з двох значення

$$Q_{\max} = 125,77 \text{ кН.}$$

Довжина розкосу та його нахил відносно осі гілки (рис.4.16):
 $l_d = \sqrt{0,89^2 + 1,065^2} = 1,388 \text{ м}; \quad \sin \alpha = h_0/l_d = 0,890/1,388 = 0,641, \quad \alpha = 40^\circ,$
 що знаходиться в межах $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

Зусилля в розкосі за (4.40):

$$N_{d1} = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{125,77}{2 \cdot 0,641} = 98,10 \text{ кН}.$$

Розкіс решітки конструємо з поодинокого кутика, необхідна площа перерізу якого при орієнтовному значенні $\lambda_0 = 80$, $\bar{\lambda} = 80 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,73$,

тип перерізу c , $\varphi_0 = 0,612$ (табл. Д.4.5) становить:

$$A = \frac{N_{d1}}{\varphi_0 R_y \gamma_c} = \frac{98,10}{0,612 \cdot 24 \cdot 0,75} = 8,91 \text{ см}^2.$$

Тут для поодинокого кутика, що кріпиться однією полицею, $\gamma_c = 0,75$.

Приймаємо $\perp 80 \times 6$, у якого $A = 9,38 \text{ см}^2$, $i_{\min} = i_{y0} = 1,58 \text{ см}$. Тоді:

$$\lambda = \frac{l_d}{i_{y0}} = \frac{138,8}{1,58} = 88; \quad \bar{\lambda} = 88 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,0; \quad \varphi = 0,562 \text{ (табл. Д.4.5)}.$$

$$\frac{N_d}{A_d \varphi} = \frac{98,10}{9,38 \cdot 0,562} = 17,68 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,75 = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка загальної стійкості колони в площині дії моменту як єдиного стержня потребує визначення таких величин:

- геометричні характеристики перерізу в цілому:

$$A = 2 \cdot A_b = 2 \cdot 124,75 = 249,50 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 2 \cdot \left[I_{1-1} + A_b \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot [2750 + 124,75 \cdot 44,5^2] = 499570 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{499570}{249,5}} = 44,75 \text{ см};$$

- гнучкість: $\lambda_x = \frac{l_{ef1}}{i_x} = \frac{2867,5}{44,75} = 64;$

– зведена гнучкість за формулою (4.36) для наскрізного стержня з решіткою, що має параметр (4.37) $\alpha = 10 \cdot \frac{l_d^3}{h_0^2 \cdot \frac{l}{2}} = 10 \cdot \frac{1,388^3}{0,89^2 \cdot 1,065} = 31,7;$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{2 \cdot A_d}} = \sqrt{64^2 + 31,7 \cdot \frac{249,50}{2 \cdot 9,38}} = 67;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = 67 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,29.$$

При цьому умова (4.38) виконується: $80 \geq \lambda_{1-1} = 45 < \lambda_{ef} = 67$.

Оскільки колона має симетричний переріз, перевірку виконуємо тільки за розрахунковою комбінацією зусиль, що викликає максимальне стискувальне зусилля у гілці: $M = -1330,45$ кНм; $N = -1615,95$ кН.

Визначимо відносний ексцентриситет за розрахунковою комбінацією зусиль, що довантажує підкранову гілку:

$$m = e \frac{Aa}{I_x} = \frac{133045}{1615,95} \cdot \frac{249,50 \cdot 44,5}{499570} = 1,83 < 20.$$

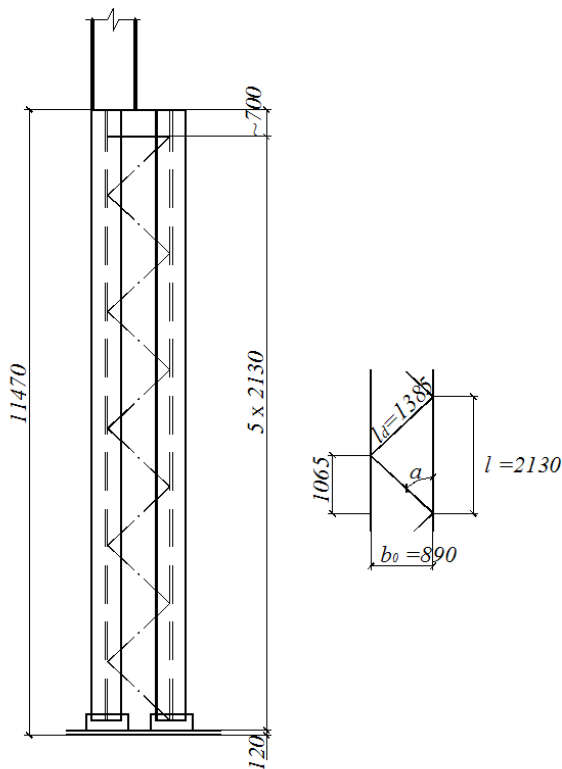


Рис. 4.16. Схема решітки підкранової частини колони

Коефіцієнт стійкості наскрізного перерізу за табл. Д.4.8 при $\bar{\lambda}_{ef} = 2,29$ та $m = 1,83$ становить $\varphi_e = 0,296$. Перевірка загальної стійкості:

$$\frac{N}{A\varphi_e} = \frac{1615,95}{249,50 \cdot 0,296} = 21,88 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

тобто загальна стійкість підкранової частини колони в площині дії моменту забезпечена.

Розрахунок і конструювання вузла сполучення верхньої та нижньої частин колони.

Спряження верхньої і нижньої частин колони законструйовано як підкрановий уступ та показане на рис. 4.17. Для передачі зусилля з верхньої частини колони на нижню та опорної реакції підкранової балки влаштовується траверса. Висота траверси приймається 0,5...0,8 від ширини колони, а місцеву стійкість стінки траверси забезпечують горизонтальні полиці.

Максимальне розрахункове вертикальне навантаження на колону $D_{\max} = 1171,8$ кН передається через підкранову балку з опорним ребром шириною 300 мм.

Товщина стінки траверси при передачі зусилля $D_{\max}$ через фрезеровані поверхні визначається за умови її зминання в зоні обпирання підкранової балки за (4.43) при $R_p = 336$ МПа = 33,6 кН/см².

При ширині опорного ребра типової підкранової балки $b_s = 300$ мм довжина площадки зминання стінки траверси становить $l_{ef} = b_s + 2t = 30 + 2 \cdot 2 = 34$ см.

Товщина стінки траверси:

$$t_{tr} \geq \frac{D_{\max}}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{1171,8}{34 \cdot 36 \cdot 1,0} = 0,96 \text{ см},$$

приймаємо $t_{tr} = 10$ мм.

Висоту стінки траверси призначаємо на підставі розгляду таких розрахункових ситуацій:

- за умови міцності на згин та зріз траверси як умовної балки двотаврового перерізу, що спирається на стінки гілок колони;
- за умови міцності на зріз стінки двотавра підкранової гілки при спиранні на неї через проріз стінки траверси;
- за умови розміщення групи швів W_1 ; для збільшення кількості швів до чотирьох, що прикріплюють стінку траверси до стінки підкранової гілки колони, в стінці двотавра виконується проріз, в який вставляється стінка траверси;
- за умови розміщення швів W_2 , що приєднують до стінки вертикальне ребро траверси під внутрішньою полицею надкранової частини колони, та швів W_4 , що приєднують стінку траверси до зовнішньої гілки.

Для складання розрахункової схеми траверси як умовної балки визначимо навантаження, що спричиняє згин траверси та найбільшу опорну реакцію (див. рис.4.17).

При розрахунковій комбінації зусиль у перерізі 1–1 над уступом колони $M = -274,45$ кНм, $N = -491,35$ кН;

$$N_f = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_2} = -\frac{491,35}{2} - \frac{274,45}{0,5} = -794,57 \text{ кН}.$$

Опорні реакції умовної балки від дії сили N_f :

$$V_{\text{л}} = \frac{794,57 \cdot 0,5}{0,89} = 446,39 \text{ кН}, \quad V_{\text{пр}} = \frac{794,57 \cdot 0,39}{0,89} = 348,18 \text{ кН};$$

$$V_{\text{пр}} + D_{\text{max}} = 348,18 + 1171,8 \cdot 0,9 = 1402,80 \text{ кН}.$$

Тут D_{max} враховується з коефіцієнтом сполучення 0,9, бо розглядувана загальна комбінація навантажень відповідає другому основному сполученню.

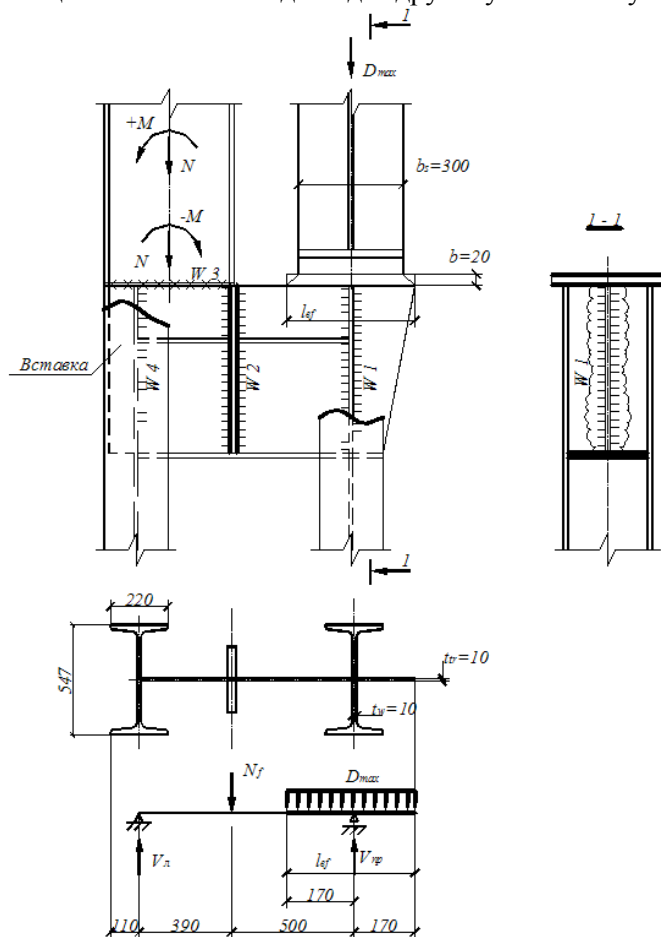


Рис. 4.17. Вузол спрєження підкранової та надкранової частин колони

Визначимо висоту траверси з умови міцності на зріз за (4.45) при її товщині 10 мм та $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа. При визначенні розрахункових зусиль D_{max} враховується з коефіцієнтом нерівномірності передачі зусилля $k = 1,2$ за (4.44):

$$Q_{\text{ef,max}} = V_{\text{пр}} + \frac{1,2 D_{\text{max}} \cdot 0,9}{2} = 348,18 + \frac{1,2 \cdot 1171,8 \cdot 0,9}{2} = 980,95 \text{ кН}.$$

Висота траверси за умови міцності на зріз:

$$h = \frac{Q_{ef, \max}}{t_{tr} R_s \gamma_c} = \frac{980,95}{1,0 \cdot 13,92 \cdot 1,0} = 70,5 \text{ см.}$$

Конструємо траверсу з універсальної сталі (табл. Д.5.7) висотою 75 см, що трохи більше, ніж було призначено при конструюванні колони. Крок вузлів решітки при цьому дещо зменшиться в запас стійкості гілки.

Перевірка міцності стінки двотавра підкранової гілки на зріз у зоні кріплення до неї траверси (1–1 на рис. 4.17):

$$\tau = \frac{V_{np} + D_{\max}}{2t_w h_{tr}} = \frac{1402,80}{2 \cdot 1,0 \cdot 75} = 9,35 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Зварні шви перевіряємо за таких вхідних даних: зварювання напіваавто-матичне дротом Св-08А (діаметр зварного дроту 1,4 мм), $R_{wf} = 180$ МПа; $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа; $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1,0$. Умова $R_{wz} < R_{wf} < R_{wz}\beta_z/\beta_f$ виконується:

$$166,5 < 180 < 166,5 \cdot \frac{1,05}{0,9} = 194,25 \text{ МПа.}$$

Оскільки $R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 180 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 162$ МПа $< R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 166,5 \cdot 1,05 \cdot 1,0 = 175$ МПа, розрахунок далі ведемо за R_{wf} .

При зварюванні стінки траверси $t_{tr} = 10$ мм і стінки двотавра 55Б2 $t_w = 10,0$ мм максимальний катет шва W_1 $k_{f, \max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм, мінімальний катет шва за табл. Д.3 $k_{f, \min} = 4$ мм. Крім того, розрахунковий мінімальний катет при чотирьох розрахункових швах (стінка траверси вставляється у проріз стінки підкранової гілки) задля виконання умови $l_{w, \min} \leq 85k_f\beta_f$ становить:

$$k_{f, \min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{V_{np} + D_{\max}}{85 \cdot 4 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{1402,80}{85 \cdot 4 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,53 \text{ см.}$$

Приймаємо $k_{f1} = 6$ мм, тоді

$$l_{w1} = \frac{V_{np} + D_{\max}}{4k_{f1}\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{1402,80}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 37,1 \text{ см} < h_{tr} = 75 \text{ см.}$$

Прикріплення стінки траверси до зовнішньої гілки колони можливо виконати швом з катетом:

$$k_{f, \min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{V_{л}}{85 \cdot 2 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{446,39}{85 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,42 \text{ см.}$$

Приймаємо $k_{f4} = 5$ мм, тоді потрібна довжина шва W_4 :

$$l_{w4} = \frac{V_{л}}{2k_{f4}\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{446,39}{2 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 28,6 \text{ см} < h_{tr} = 75 \text{ см}$$

Вертикальне ребро беремо із двох смуг -180×10 мм таким чином, щоб на ньому могла розміститися верхня частина колони, тобто відповідно до розмірів полиці верхньої частини колони. Парне ребро кріпиться до стінки траверси чотирма кутовими швами W_2 з розрахунковим мінімальним катетом:

$$k_{f,\min} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{794,57}{85 \cdot 4 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,40 \text{ см},$$

що дозволяє прийняти $k_{f2} = 5$ мм, при цьому потрібна довжина шва становить

$$l_{w2} = \frac{794,57}{4 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 25,5 \text{ см} < h_{tr} = 75 \text{ см}.$$

Для сприйняття згинального моменту траверсу конструємо як двотаврову балку з нижнім розтягнутим поясом із листа -360×10 мм та верхнім поясом (поздовжнім ребром) із двох листів -180×14 мм, для якого має виконуватися умова забезпечення місцевої стійкості полиці балки:

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{180}{14} = 12,8 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 14,65. \text{ Поздовжнє ребро зміщене вниз від стику}$$

на 150 мм для забезпечення виконання робіт по монтажу колони (рис. 4.18).

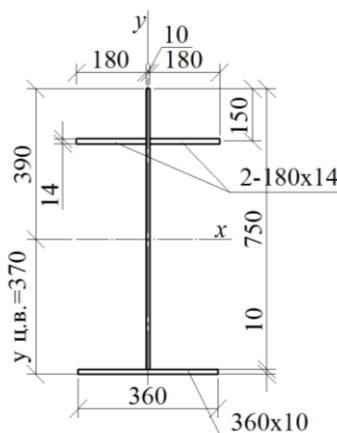


Рис. 4.18. Поперечний переріз траверси як умовної балки

Геометричні характеристики перерізу (рис.4.18):

- положення центра ваги перерізу:

$$y_{ц.в.} = \frac{36 \cdot 1,0 \cdot 0,5 + 75 \cdot 1,0 \cdot 38,5 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4 \cdot 61}{36 \cdot 1,0 + 75 \cdot 1,0 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4} = 37,0 \text{ см};$$

- момент інерції перерізу:

$$I_x = 36 \cdot 1,0 \cdot 36,5^2 + \frac{1,0 \cdot 75^3}{12} + 75 \cdot 1,0 \cdot 1,0^2 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4 \cdot 24,0^2 = 112222 \text{ см}^4;$$

- момент опору для найбільш віддаленої точки перерізу $y = 76 - 37 = 39$ см:

$$W_{x,\min} = \frac{112222}{39} = 2877 \text{ см}^3.$$

Найбільший згинальний момент у траверсі (див. рис.4.17):

$$M_{tr} = V_{\text{л}} \cdot 0,39 = 446,39 \cdot 0,39 = 174,09 \text{ кНм}.$$

Перевірка міцності за нормальними напруженнями (14.47):

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{x,\min}} = \frac{17409}{2877} = 6,05 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка дотичних напружень не потрібна, бо висота траверси визначалась з умови її міцності на зріз.

Слід зауважити, що в даному разі міцність траверси на згин могла б бути забезпечена лише самою стінкою, що має $W_{tr} = 1,0 \cdot 75^2 / 6 = 938 \text{ см}^3$, $\sigma = M_{tr} / W_{tr} = 17409 / 938 = 18,56 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2$, проте у наведеному конструктивному рішенні горизонтальні елементи виконують конструктивну функцію та забезпечують місцеву стійкість стінки траверси як згинного елемента.

Верхня частина колони приєднується зварними стиковими швами до нижньої частини (за типом рис. 4.6, в). Розраховуємо розтягнуті стикові шви, для чого визначаємо розтяжні зусилля у швах.

Розрахункові сполучення зусиль (табл. 4.6) у перерізі 1 – 1 (над уступом), при дії яких виникають найбільші розтяжні зусилля в полицях надкранової частини колони:

- комбінація 1 + 3 + 6 + 8: $M = + 393,51 \text{ кНм}$, $N = - 252,80 \text{ кН}$ (розтяг у внутрішній полиці надкранової частини);
- комбінація 1 + 7: $M = - 259,23 \text{ кНм}$, $N = - 252,80 \text{ кН}$ (розтяг у зовнішній полиці).

Перевірка стикового шва W_3 виконується за нормальними напруженнями при розтязі за умови повного провару з'єднуваних елементів, виводу кінців шва за межі стику, застосування відповідних зварювальних матеріалів за [3] та відсутності фізичного контролю якості розтягнутого шва $R_{wy} = 0,85 R_y = 20,40 \text{ кН/см}^2$:

- по внутрішній полиці

$$\sigma = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = -\frac{252,80}{110,4} + \frac{393,51}{2023,63} = -2,29 + 19,45 = 17,16 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} \gamma_c = 20,40 \cdot 1,05 = 21,42 \text{ кН/см}^2;$$

- по зовнішній полиці

$$\sigma = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = -\frac{252,8}{110,4} + \frac{259,23}{2023,6} = -2,29 + 12,81 = 10,52 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} \gamma_c = 20,40 \cdot 1,05 = 21,42 \text{ кН/см}^2.$$

Зауважимо, що у разі іншого конструктивного рішення стику із з'єднанням зовнішньої полиці через планку (рис. 4.6, а) додатково треба розрахувати:

- площу перерізу планки нетто за умовою міцності на розтяг;
- довжину швів та кількість болтів по кожний бік від стику, що прикріплюють планку до зовнішньої полиці надкранової частини колони і до зовнішньої гілки підкранової частини колони.

Розрахунок і конструювання бази колони. База колони проектується роздільного типу (рис. 4.19). Комбінація навантажень, при якій виникає найбільше стискувальне зусилля, визначена в таблиці розрахункових сполучень зусиль:

$$M = -1330,45 \text{ кНм}; N = -1615,95 \text{ кН}.$$

Уточнене стискувальне зусилля в гілці колони (див. розрахунок підкранової частини колони) становить: $N = -2302,86 \text{ кН}$.

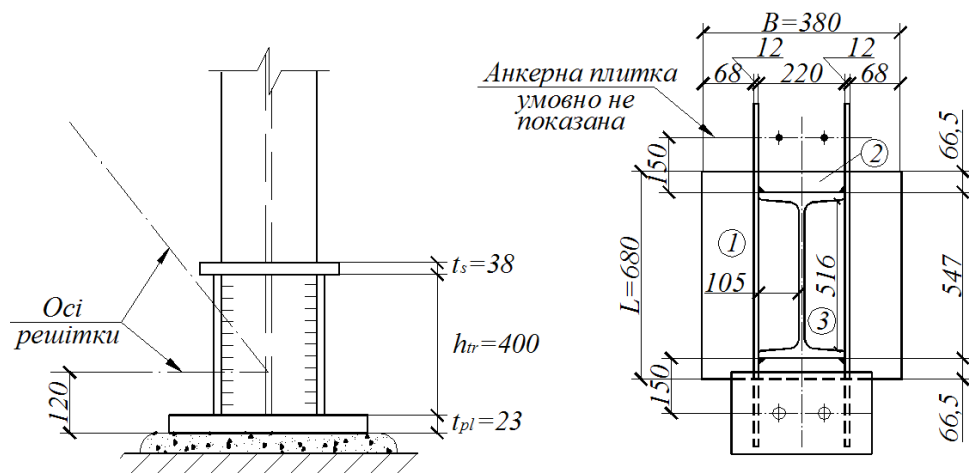


Рис. 4.19. Схема бази колони

Для бетону фундаменту класу В12,5 $f_{cd} = 7,5 \text{ МПа}$ (табл. Д 1.10). Приймаючи орієнтовно $\gamma_b = 1,2$ (може бути уточнене при проектуванні конструкції фундаменту), $R_{b,loc} = f_{cd} \gamma_b = 7,5 \cdot 1,2 = 9,0 \text{ МПа} = 0,9 \text{ кН/см}^2$.

З умови забезпечення міцності бетону фундаменту на зминання під колоною необхідна площа плити бази:

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{2302,86}{0,9} = 2559 \text{ см}^2.$$

Орієнтовно товщина траверси $t_{tr} = 12 \text{ мм}$, ширина звису $c_1 = 65 \text{ мм}$ (приймається не менше 40 мм, з міркувань вирівнювання розрахункових моментів на звисах плити слід намагатися запроєктувати звиси приблизно рівними).

$$B \geq b + 2t_{tr} + 2c_1 = 22,0 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 6,5 = 37,4 \text{ см, приймаємо } B = 38 \text{ см}.$$

$$\text{Довжина плити } L = \frac{A_{pl}}{B} = \frac{2559}{38} = 67,3 \text{ см, приймаємо } L = 68 \text{ см}.$$

Опорна плита бази показана на рисунку 4.19. Середнє напруження під плитою (реакція фундаменту у вигляді навантаження, розподіленого рівномірно під плитою):

$$\sigma_f = \frac{N}{BL} = \frac{2302,86}{38 \cdot 68} = 0,891 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} = 0,9 \text{ кН/см}^2.$$

Згинальні моменти, що виникають у плиті внаслідок дії реактивного тиску, визначаються для кожної ділянки плити залежно від опорних закріплень кожної з них як для центрально-стиснутої колони за допомогою табл. 4.4:

– ділянка 1, консольний звис $c_1 = 68$ мм (за 4.52):

$$M_1 = \frac{\sigma_f \cdot c_1^2}{2} = \frac{0,891 \cdot 6,8^2}{2} = 20,60 \text{ кНсм};$$

– ділянка 2 оберта на три сторони, довжина закріпленої сторони $b_1 = 6,65$ см, довжина вільної сторони $a_1 = 22$ см), відношення $b_1/a_1 = 0,302 < 0,5$, тобто ділянка вважається консольною із згинальним моментом (за 4.52):

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_f \cdot b_1^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,891 \cdot 6,65^2 = 19,70 \text{ кНсм};$$

– ділянка 3 оберта на чотири сторони, $a/b = 516 / 105 = 4,91 > 2$, $\alpha = 0,125$ (за 4.53):

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_f \cdot b^2 = 0,125 \cdot 0,891 \cdot 10,5^2 = 12,28 \text{ кНсм}.$$

До розрахунку треба прийняти M_1 як найбільший серед згинальних моментів по опорній плиті.

Потрібна товщина плити за (4.51):

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,60}{23 \cdot 1,2}} = 2,12 \text{ см},$$

де коефіцієнт умов роботи для опорної плити $\gamma_c = 1,2$ (табл. Д.1.9), для сталі С255 товщиною 20...40 мм $R_y = 230$ МПа.

Приймаємо опорну плиту товщиною $t_{pl} = 23$ мм із широкоштабової сталі товщиною 25 мм (мінус 2 мм на фрезерування).

Висоту траверс визначаємо з умови розміщення зварних швів для прикріплення їх до гілки колони (в запас міцності вважаємо, що зусилля N з гілки колони передається на плиту тільки через траверси).

Мінімально необхідний катет швів при чотирьох швах:

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{N}{n \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} = \frac{1}{0,9} \sqrt{\frac{2302,89}{4 \cdot 85 \cdot 18 \cdot 1,0 \cdot 1,0}} = 0,68 \text{ см};$$

$k_{f,\min} = 5$ мм; $k_{f,\max} = 1,2 \cdot 12 = 14,4$ мм, приймаємо $k_f = 10$ мм. Потрібна довжина шва:

$$l_w = \frac{N}{n k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{2302,86}{4 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 1 \text{ см} = 36,6 \text{ см}.$$

Приймаємо траверсу висотою 400 мм. Торець колони з привареними траверсами необхідно фрезерувати, а плиту – стругати. При цьому зварні шви,

що з'єднують плиту з траверсами, призначаємо конструктивно відповідно до табл. 6.3 при $t_{pl} = 20$ мм. Приймаємо напівавтоматичне або ручне зварювання, а катет шва $k_f = 7$ мм.

Розрахункове зусилля відриву для розрахунку анкерних болтів у табл. 4.6 за комбінацією $N_{\min}, \pm M_{\text{відп}}$ визначене формально і невдало, бо при $N_{\min} = -264,68$ кН та $M_{\text{відп}} = +896,66$ кНм зусилля відриву становить $N_a = -\frac{264,68}{2} + \frac{896,66}{0,89} = +875,14$ кН, а в табл. 4.7 комбінація зусиль $+M_{\max} = 1566,64$ кНм, $N_{\text{відп}} = -898,01$ кН дає більшу величину відриву в підкрановій гілці. Ця комбінація одержана при сполученні $1+0,9(2+4+5+8)$ навантажень і уточнюється з урахуванням зусиль від постійного навантаження з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0,9$:

$$M = 48,16 \cdot \frac{0,9}{1,1} + 0,9 \cdot (48,77 + 244,98 + 536,28 + 857,17) = 1557,88 \text{ кНм};$$

$$N = -(322,78 \cdot \frac{0,9}{1,1} + 0,9 \cdot (265,05 + 374,10)) = -839,32 \text{ кН}.$$

Зусилля відриву у гілці при фактичній відстані між гілками $h_0 = 0,89$ м:

$$N_a = \frac{1557,88}{0,89} - \frac{839,32}{2} = 1330,77 \text{ кН}.$$

Для закріплення гілки беремо чотири фундаментні болти, розрахункове зусилля в кожному з яких:

$$N_b = \frac{N_a}{4} = \frac{1330,77}{4} = 332,7 \text{ кН}.$$

За табл. Д 3.11 приймаємо фундаментні болти із сталі 09Г2С, розрахунковий опір болтів діаметром 64...80 мм $R_{ba} = 220$ МПа.

Необхідна площа перерізу одного болта:

$$A_{bn} = \frac{N_b}{R_{ba}} = \frac{332,7}{22} = 15,12 \text{ см}^2;$$

призначаємо фундаментні болти М56 з площею перерізу нетто $A_{bn} = 18,74 \text{ см}^2 > 15,12 \text{ см}^2$.

Перевірка міцності траверси виконується, як для умовної двоконсольної балки, обертої шарнірно на гілку колони в місцях розташування зварних швів та навантаженої розрахунковими зусиллями у фундаментних болтах (у розглядуваному конструктивному рішенні зусилля N_b сприймається 4 болтами і передається на 2 траверси). За умови розміщення анкерних плиток завширшки 300 мм розрахункова схема траверси матиме консолі щонайменше 150 мм (наведена на рис.4.20).

Геометричні характеристики траверси:

$$A_{tr} = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ см}^2; \quad W_{tr} = 1,2 \cdot 40^2 / 6 = 320 \text{ см}^3.$$

$$\text{Згинальний момент у траверсі: } M = 332,7 \cdot 15 = 4990 \text{ кНсм}.$$

Перевірка напружень у траверсі в її перерізі на опорі:

$$\sigma = \frac{M}{W_{tr}} = \frac{4990}{320} = 15,59 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 22 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{1,5Q}{A_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 332,7}{48} = 10,70 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 24 \cdot 1 = 13,92 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{15,59^2 + 3 \cdot 10,40^2} = 23,82 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1 = 27,6 \text{ кН/см}, \text{ тобто міцність траверси забезпечена.}$$

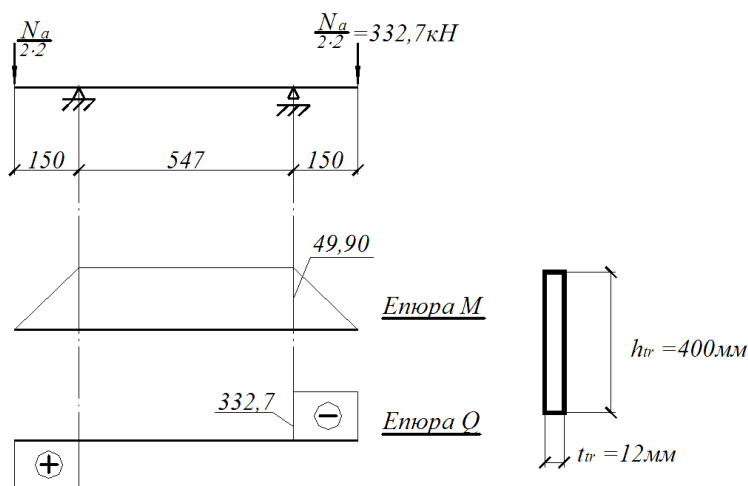


Рис. 4.20. Розрахункова схема та поперечний переріз траверси бази колони

Анкерні плиткі із сталі С345 ($R_y = 280$ МПа для $t = 40 \dots 60$ мм) розраховуються за (4.57) на дію зусилля у фундаментному болті, що дорівнює його несучій здатності:

$$N_{ba} = A_{bn} R_{ba} = 18,74 \cdot 22,5 = 412,28 \text{ кН.}$$

$$M = 412,28 \cdot 0,05 = 20,61 \text{ кНм}; \quad W_{cal} = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{2061}{28 \cdot 1} = 73,6 \text{ см}^3.$$

Приймаємо ширину плиткі $b_s = 300$ мм, тоді необхідна її товщина:

$$t_s = \sqrt{\frac{6W_{cal}}{b_s}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 73,6}{30}} = 3,8 \text{ см, конструємо плитку із листа завтовшки}$$

40 мм з урахуванням 2 мм на фрезерування (рис. 4.21).

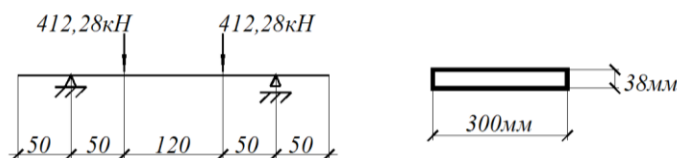


Рис. 4.21. Розрахункова схема та поперечний переріз анкерної плиткі

Приклад 4.2

Розрахувати та законструювати суцільну колону сталого перерізу за даними прикладу 2.2. Розрахункові зусилля від граничних навантажень одержані у прикладі 3.2.

Надкранову частину колони приймаємо у вигляді симетричного складеного двотавра з висотою перерізу 500 мм.

Матеріал колон – сталь 255. Для сталі С255 при товщині листового прокату 10...20 мм та товщині фасонного прокату 10...20 мм (табл. Д.1.8):

- розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2 = 24 \text{ кН/см}^2$;
- розрахунковий опір зсуву $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$;
- розрахунковий опір зминанню (для листового прокату) $R_p = 33,6 \text{ кН/см}^2$;
- модуль пружності сталі $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2 = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$.

Коефіцієнт умов роботи (табл. Д.1.9) $\gamma_c = 1,05$.

Конструктивна схема колони наведена на рис. 4.22.

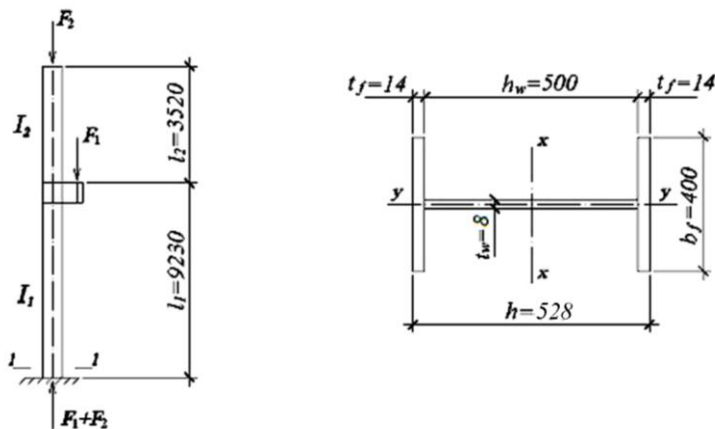


Рис. 4.22. До розрахунку стержня колони:

a – до визначення розрахункових довжин колони; *б* – поперечний переріз

Розрахункові сполучення зусиль у колоні, необхідні для подальшого розрахунку, вибірково наведені в табл. 4.11.

Для визначення розрахункових довжин верхньої та нижньої частин колони у площині рами за методикою, описаною в розділі 4.1, скористаємося даними табл. 4.8. Стискувальне зусилля (табл. 3.5) від постійного та снігового навантажень у верхній частині колони $F_2 = -183,72 \text{ кН}$, зусилля з урахуванням кранового навантаження у нижній частині $F_1 + F_2 = -473,35 \text{ кН}$.

Коефіцієнти $\beta = (F_1 + F_2) / F_2 = 473,35 / 183,72 = 2,58$; при $I_1 = I_2$ $n = I_2 l_1 / I_1 l_2 = 9230 / 3520 = 2,62$;

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} = \frac{3520}{9230} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 \cdot 2,58}} = 0,237.$$

Таблиця 4.11

Розрахункові сполучення зусиль

Критерії вибору сполучень	Елементи (перерізи)									
	1-2 (1)		2-3 (3)		3-6 (1)		6-7 (3)			
	$M, \text{кНм}$	$N, \text{кН}$	$Q, \text{кН}$	$M, \text{кНм}$	$N, \text{кН}$	$M, \text{кНм}$	$N, \text{кН}$	$M, \text{кНм}$	$N, \text{кН}$	$N, \text{кН}$
+ $M_{\max}, N_{\text{відп}}$	№ навантаження: 1, 2, 4, 6, 7									
	+479,41	-274,453		+ 87,700	-214,47	+124,17 6	-183,723			
- $M_{\max}, N_{\text{відп}}$	№ навантаження: 1, 2, 3, 5, 7									
	-452,727	-473,353		-184,245	448,943	-46,756	-183,723			
- $N_{\max}, M_{\text{відп}}$	№ навантаження: 1, 2, 3, 5, 7									
	-452,727	-473,353		-184,245	448,943	-46,756	-183,723	0	-194,148	
- $N_{\min}, M_{\text{відп}}$	№ навантаження: 1(0.9/1.1), 4, 6, 7									
	+479,41	-157,02								
$Q_{\max}$	№ навантаження: 1, 4, 5, 7									
			-55,195							

Для однопролітної рами з шарнірним закріпленням ригеля розрахунковою схемою колони щодо її розрахункової довжини є консольна стійка з жорстким закріпленням нижнього кінця і вільним верхнім.

За табл. Д.4.3 для колони з верхнім вільним кінцем $\mu_1 = 2,14$; $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 2,14/0,237 = 9,03 > 3$, беремо $\mu_2 = 3,0$.

Розрахункові довжини: для підкранової частини $l_{ef,x1} = \mu_1 l_1 = 2,14 \cdot 9,23 = 19,75$ м, для надкранової частини $l_{ef,x2} = \mu_2 l_2 = 3,0 \cdot 3,52 = 10,56$ м.

Розрахункові довжини елементів колони із площини рами $l_{ef,y1} = 9,23$ м, $l_{ef,y2} = 3,52$ м.

Підбір перерізу позacentрово-стиснутої колони виконуємо з дотриманням вимог, що викладені в розділі 4.2.3 на зусилля в перерізі 1–1 для підкранової частини при $R_{y\gamma_c} = 24 \cdot 1,05 = 25,2$ кН/см².

Висота перерізу прийнята $h = 500$ мм; для двотаврового перерізу $i_x = 0,39h = 0,39 \cdot 50 = 19,5$ см; $\rho = 0,35h = 0,35 \cdot 50 = 17,5$ см; тоді

$$\bar{\lambda}_x = (l_{ef,x1}/i_x) \sqrt{R_y/E} = (1957/19,5) \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,46;$$

$$m_x = M/(N \rho_x) = 45\,273/(473,35 \cdot 17,5) = 5,47; \text{ орієнтовно } \eta = 1,3;$$

$$m_{ef} = m_x \eta = 5,47 \cdot 1,3 = 7,10; \quad \varphi_e = 0,136.$$

Необхідна площа перерізу за формулою (4.31):

$$A_{cal} = N/(\varphi_e R_{y\gamma_c}) = 473,35/(0,136 \cdot 25,2) = 145,2 \text{ см}^2.$$

Компонування перерізу: Висота стінки $h_w = 500$ мм. Гранична гнучкість стінки за табл. 4.4 при $1,0 \leq m_x \leq 10,0$ та $\bar{\lambda}_x \geq 2,0$:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_x = 1,20 + 0,35 \cdot 3,46 = 2,41.$$

Виходячи з умови (4.24) щодо місцевої стійкості стінки

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{uw} \text{ визначаємо її товщину:}$$

$$t_w = (h_w/\bar{\lambda}_{uw}) \sqrt{R_y/E} = (500/2,41) \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 7,05 \text{ мм.}$$

Призначаємо товщину стінки $t_w = 8$ мм.

Необхідна площа двох полиць $2A_f = 145,02 - 50 \cdot 0,8 = 105,02 \text{ см}^2$, приймаємо полиці з широкоштабової універсальної сталі за ГОСТ 82–70* –400×14.

Перевірка місцевої стійкості полиці відповідно до табл. 4.3:

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,10 \bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,1 \cdot 3,46 = 0,706;$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) m_x = 0,706 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 3,46) 5,47 = 0,491.$$

Місцева стійкість полиці за формулою (4.23) забезпечується, бо

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{40 - 0,8}{2 \cdot 1,4} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,478 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,491.$$

Уточнені геометричні характеристики прийнятого перерізу:

$$A = 50 \cdot 0,8 + 2 \cdot 40 \cdot 1,4 = 40 + 2 \cdot 56 = 152 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 0,8 \cdot 50^3/12 + 2 \cdot 56 \cdot 25,7^2 = 82308 \text{ см}^4;$$

$$\begin{aligned}
 W_x &= 82\,308/26,4 = 3118 \text{ см}^3; \quad i_x = \sqrt{82308/152} = 23,27 \text{ см}; \\
 \rho &= W_x/A = 3118/152 = 20,51 \text{ см}; \quad I_y = 2 \cdot 40^3 \cdot 1,4/12 = 14\,933 \text{ см}^4; \\
 i_y &= \sqrt{14933/152} = 9,92 \text{ см}; \quad \lambda_x = 1957/23,27 = 84; \\
 \bar{\lambda}_x &= 84 \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 2,86; \quad \lambda_y = 923/9,92 = 88, \quad \bar{\lambda}_y \\
 &= 88 \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,00.
 \end{aligned}$$

Гранична гнучкість стінки при $m_x \geq 1,0$ та $\bar{\lambda}_x \geq 2,0$ (табл. 4.4):

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{uw} &= 1,20 + \bar{\lambda}_x = 1,20 + 0,35 \cdot 2,86 = 2,20 > (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E} = \\
 &= (50/0,8) \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 2,12.
 \end{aligned}$$

Стійкість колони в площині рами перевіряємо на два розрахункові сполучення:

$$M_1 = +452,73 \text{ кНм}; \quad N_1 = -473,35 \text{ кН};$$

$$M_2 = -479,41 \text{ кНм}; \quad N_2 = -274,45 \text{ кН}.$$

Перша комбінація: відносний ексцентриситет $m_x = (M_1/N_1) \times (A/W_x) = (45273/473,35)(152/3118) = 4,66$.

При $\bar{\lambda}_x = 2,86 < 5$, $m_x < 5$ та $A_f/A_w = (40 \cdot 1,4)/(50 \cdot 0,8) = 1,40 > 1,0$ коефіцієнт впливу форми перерізу $\eta = (1,90 - 0,1m_x) - 0,02(5 - m_x)\bar{\lambda}_x = (1,90 - 0,1 \cdot 4,66) - 0,02(5 - 4,66) \cdot 2,86 = 1,41$; приведений відносний ексцентриситет $m_{ef} = \eta m_x = 1,41 \cdot 4,66 = 6,59$; $\varphi_e = 0,158$.

Перевірка стійкості:

$$N/(A \varphi_e) = 473,35/(152 \cdot 0,158) = 19,71 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

тобто за першою комбінацією стійкість забезпечена.

$$\text{Друга комбінація: } m_x = (47941/274,45) \cdot (152/3118) = 8,52;$$

при $\bar{\lambda}_x < 5$, $5 < m_x < 20$ та $A_f/A_w > 1,0$

$$\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda}_x = 1,4 - 0,02 \cdot 2,86 = 1,34;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,34 \cdot 8,52 = 11,41; \quad \varphi_e = 0,104;$$

$$N/(A \varphi_e) = 274,45/(152 \cdot 0,104) = 17,36 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2.$$

За другою комбінацією стійкість забезпечена.

$$\text{Гранична гнучкість колони при } \alpha = N/(A \varphi_e R_y \gamma_c) = 19,71/25,2 = 0,78$$

$$\lambda_u = 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0,78 = 133 > \lambda_x = 84.$$

Стійкість колони поза площиною рами перевіряємо для підкранової, більш завантаженої частини колони. Найбільший момент у середній третині підкранової частини дає друга комбінація, проте вона поступається поздовжнім зусиллям. Тому перевірку виконуємо на обидві комбінації.

Перша комбінація (1, 2, 3, 5, 7):

$$M_1 = -452,727 \text{ кНм (в опорному перерізі)};$$

$M_3 = -4,197 - 0,9(58,137 - 114,6468 - 8,285) = -167,158 \text{ кНм (в перерізі під консоллю)};$

$M_{1/3} = -(452,727 - (452,727 - 167,158)/3) = -357,55$ кНм (в межах середньої третини стержня);

$$N_1 = -473,353 \text{ кН};$$

$$m_x = (35755/473,353)(152/3118) = 3,68 < 5;$$

розрахункові коефіцієнти визначаємо за табл. 4.2:

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,68 = 0,834; \beta = 1,0;$$

$$\nu = 1 - \frac{2,86}{14} \left(2,12 - \frac{40}{50} \right) = 0,730$$

$$c = \beta / (1 + \alpha \nu m_x) = 1,0 / (1 + 0,834 \cdot 0,730 \cdot 3,68) = 0,31;$$

$$\text{при } \lambda_y = 3,00; \varphi_y = 0,643.$$

Перевірка стійкості поза площиною рами за (4.15):

$$N/(Ac \varphi_y) = 473,353 / (152 \cdot 0,31 \cdot 0,643) = 24,53 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2.$$

Друга комбінація (1, 2, 4, 6, 7):

$$M_1 = +479,41 \text{ кНм};$$

$$M_3 = -4,197 + 0,9(67,897 + 6,904 + 8,285) = +70,58 \text{ кНм};$$

$$M_{1/3} = 479,41 - (479,41 - 70,58)/3 = 343,13 \text{ кНм};$$

$$N = -274,453 \text{ кН};$$

$$m_x = (34313/274,453) \cdot (152/3118) = 6,09.$$

$$\text{При } \lambda_y = 3,00 < \lambda_c = 3,14 \quad \beta = 0,614/0,643 = 0,95;$$

$$\nu = 1 - \frac{2,86}{14} \left(2,12 - \frac{40}{50} \right) = 0,730$$

Оскільки $5 < m_x < 10$, коефіцієнт c визначаємо з урахуванням його значень при $m_x = 5$ та $m_x = 10$.

$$\text{При } m_x = 5: \alpha = 0,55 + 0,05m_5 = 0,8; c_5 = \beta / (1 + \alpha m_5) = 1 / (1 + 0,8 \cdot 0,73 \cdot 5) = 0,2.$$

$$\text{При } m_x = 10 \text{ визначаємо для } \lambda_y = 88 \quad \varphi_y = 0,627.$$

Для визначення φ_b виконуємо такі обчислення [3]: $h = 50 + 1,4 = 51,4$ см;

$$\alpha = 8(l_{ef,y1} t_f / h b_f)^2 \cdot (1 + 0,5 h t_w^3 / b_f t_f^3) = 8(923 \cdot 1,4 / (51,4 \cdot 40))^2 \times$$

$$\times (1 + 0,5 \cdot 51,4 \cdot 0,8^3 / (40 \cdot 1,4^3)) = 3,16; \psi = 1,75 + 0,09\alpha = 2,03;$$

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \psi (I_y / I_x) \cdot (h^2 / l_{ef,y1}^2) \cdot (E / R_y) =$$

$$= 2,03(14933/82308) \cdot (51,4^2 / 923^2) \cdot (2,06 \cdot 10^5 / 240) = 1,09 > 0,85;$$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,09 = 1,037 > 1,0, \text{ приймаємо } \varphi_b = 1,0;$$

$$c_{10} = 1 / (1 + m_{10} \varphi_y / \varphi_b) = 1 / (1 + 10 \cdot 0,627 / 1,0) = 0,138;$$

при $m_x = 6,09$:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1) = 0,2(2 - 0,2 \cdot 6,09) + 0,138(0,2 \cdot 6,09 - 1) = 0,186.$$

Перевірка стійкості із площини дії згинального моменту:

$$N/(A \varphi_y c) = 274,45 / (152 \cdot 0,627 \cdot 0,186) = 15,48 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

тобто стійкість забезпечена.

Оскільки $h_w/t_w = 50/0,8 = 62,5 < 2,3 \sqrt{E/R_y} = 2,3 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 67,6$, необхідності в постановці поперечних ребер немає.

Перевірка міцності підкранової консолі (рис. 4.23).

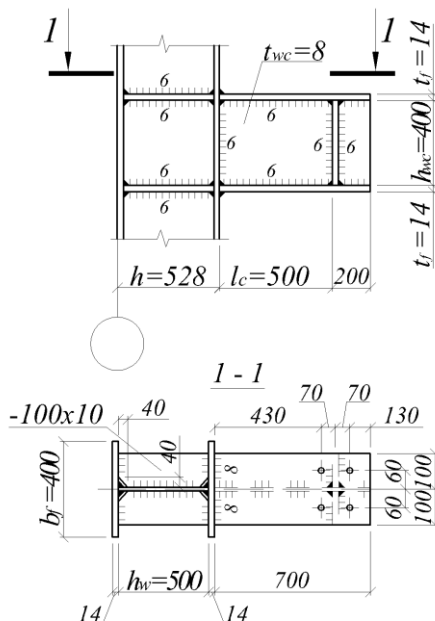


Рис. 4.23. Підкранова консоль

Розрахункові зусилля в защемленні консолі:

$$Q = F = G_3 + D_{\max} = 17,72 + 275,00 = 292,72 \text{ кН};$$

$$M = Fe = 292,72 \cdot 0,50 = 146,35 \text{ кНм}.$$

Приймаємо консоль з такими розмірами перерізу:

$$h_{wc} = 40 \text{ см}; t_{wc} = 0,8 \text{ см}; b_{fc} = 20 \text{ см}; t_{fc} = 1,4 \text{ см}; h_c = 42,8 \text{ см}.$$

Геометричні характеристики перерізу: $A = 40 \cdot 0,8 + 2 \cdot 20 \cdot 1,4 = 88 \text{ см}^2$.

$$I_x = 0,8 \cdot 40^3 / 12 + 2 \cdot 28 \cdot 20,7^2 = 28262 \text{ см}^4; W_x = 28262 / 21,4 = 1321 \text{ см}^3;$$

$$S_x = 20 \cdot 1,4 \cdot 20,7 + 20 \cdot 0,8 \cdot 10 = 740 \text{ см}^3; S_{f,x} = 20 \cdot 1,4 \cdot 20,7 = 580 \text{ см}^3.$$

Перевірка напружень у консолі:

- нормальні $\sigma_x = M/W_x = 14635 / 1321 = 11,08 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 25,2 \text{ кН/см}^2$;
- дотичні $\tau_{xy} = QS_x / I_x t_{wc} = 292,72 \cdot 740 / (28262 \cdot 0,8) = 9,58 < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 24 \cdot 1,05 = 14,62 \text{ кН/см}^2$;

- зведені в рівні сполучення стінки з полицею:

$$\sigma_x = M h_{wc} / 2 I_x = 14635 \cdot 40 / (2 \cdot 28262) = 10,36 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = QS_{f,x} / I_x t_{wc} = 292,72 \cdot 580 / (28262 \cdot 0,8) = 7,51 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \tau_{xy}^2} = \sqrt{10,36^2 + 3 \cdot 7,51^2} = 16,63 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 25,2 = 28,92 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірку стінки консолі на зминання виконуємо при ширині опорного ребра підкранової балки $b = 300$ мм; умовна довжина розподілення навантаження $l_{ef} = 30 + 2 \cdot 1,4 = 32,8$ см, напруження від зминання

$$\sigma_p = D_{\max} / (l_{ef} t_{wc}) = 2750 / (32,8 \cdot 0,8) = 10,48 < R_p \gamma_c = 36 \cdot 1,0 \text{ кН/см}^2.$$

Шви, що прикріплюють консоль до колони, перевіряються у припущенні, що згинальний момент сприймається полицями, а перерізувальна сила – стінкою.

Зусилля на шви полиць: $H = M/h_c = 14635/42,8 = 342$ кН.

Зварювання напівавтоматичне, дротом Св-08 при $d < 1,4$ мм; $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$; $R_{wf} = 18$ кН/см²; $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65$ кН/см².

Оскільки $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, то розрахунок виконуємо тільки для металу шва.

Шви кріплення полиць:

$$k_f = H / (2 \beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 342 / (2 \cdot 0,7 (20 - 1) 18 \cdot 1 \cdot 1) = 0,71 \text{ см.}$$

Шви кріплення стінки:

$$k_f = Q / (2 \beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 292,72 / (2 \cdot 0,7 (40 - 1) 18 \cdot 1 \cdot 1) = 0,30 \text{ см.}$$

Беремо шви кріплення полиці $k_f = 8$ мм, всі інші шви можна взяти $k_f = 6$

мм.

Стінка колони в місцях підходу полиць консолі укріплюється поперечними парними ребрами -100×10 з підрізами 40×40 мм.

Міцність швів, що прикріплюють ребра:

$$H / (2 \beta_f l_w k_f) = 342 / (2 \cdot 0,7 (50 - 2 \cdot 4 - 1) \cdot 0,6) = 9,93 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність стінки колони на зріз по гранях закріплення ребер:

$$\tau = H / l_p t_w = 342 / ((50 - 2 \cdot 4) 0,8) = 10,18 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 14,62 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність полиці колони в зоні кріплення верхньої полиці консолі на розтяг у напрямку товщини прокату:

$$t_{ef} = t_{fc} + 2k_f = 1,4 + 2 \cdot 0,8 = 3,0 \text{ см;}$$

$$\sigma = H / (t_{ef} b_{fc}) = 342 / (3,0 \cdot 20) = 5,70 \text{ кН/см}^2 < R_{th} \gamma_c = 0,5 R_u \gamma_c = 0,5 \cdot 361,05 = 18,95 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність стінки колони на ділянці між ребрами з урахуванням додатково дотичних напружень від H при комбінації зусиль (1, 2, 4, 6, 8) у стержні 3–6 над консоллю (див. розрахункову схему на рис. 3.22):

$$M = +124,18 \text{ кНм; } N = -183,72 \text{ кН; } Q = -33,16 \text{ кН.}$$

$$\sigma_x = M h_w / 2 I_x + N / A = 12418 \cdot 50 / (2 \cdot 82308) + 183,72 / 152 = 3,77 + 1,21 = 4,98 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = (Q + H) / (t_w h_w) = (33,16 + 342) / (50 \cdot 0,8) = 9,38 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \tau_{xy}^2} = \sqrt{4,98^2 + 3 \cdot 9,38^2} = 16,99 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y = 28,98 \text{ кН/см}^2.$$

Місцева стійкість стінки колони при $\bar{\lambda}_w = (50/0,8) \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 2,12 < 3,5$ на ділянці між ребрами в зоні великих дотичних напружень не перевіряється.

Таким чином, міцність вузла забезпечена.

Розрахунок бази колони (рис. 4.24). Матеріал фундаменту – бетон класу В12,5, за табл. Д.1.10 $f_{cd} = 0,75$ кН/см². При орієнтовному значенні $\gamma_b = 1,2$ (уточнюється після проектування фундаменту) $R_{b,loc} = 1,2 \cdot 0,75 = 0,90$ кН/см².

Ширина опорної плити з урахуванням товщини траверси $t_{tr} = 14$ мм та консольних звисів $c = 8,6$ см (15.52):

$$B_{pl} = b_f + 2(t_{tr} + c) = 40 + 2(1,4 + 8,6) = 60 \text{ см.}$$

Довжина плити за (4.49) за умови сприйняття зусиль $M = 479,41$ кНм та $N = -274,45$ кН:

$$L_{pl} = N/(2B_{pl}R_{b,loc}) + \sqrt{N^2/(2B_{pl}R_{b,loc})^2 + 6M/(B_{pl}R_{b,loc})} = 274,45/(2 \cdot 60 \cdot 0,90) + \\ + \sqrt{(274,45/(2 \cdot 60 \cdot 0,90))^2 + 6 \cdot 479,41/(60 \cdot 0,90)} = 75,57 \text{ см,}$$

приймаємо довжину плити 76 см, звис у поздовжньому напрямку

$$a_1 = 0,5(76 - 52,8) = 11,6 \text{ см.}$$

Крайові напруження під опорною плитою за (4.48):

$$\sigma_{\max} = -N/(B_{pl}L_{pl}) - 6M/(B_{pl}L_{pl}^2) = -274,45/(60 \cdot 76) - 6 \cdot 479,41/(60 \cdot 76^2) = \\ = -0,06 - 0,83 = -0,89 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -0,06 + 0,83 = +0,77 \text{ кН/см}^2.$$

Положення нульової точки на епюрі напружень (рис. 4.24, б):

$$x = L_{pl} \sigma_{\min} / (-\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = 76 \cdot 0,77 / (0,89 + 0,77) = 35,53 \text{ см;}$$

$$c_1 = 76 - 35,53 = 40,47 \text{ см.}$$

Ділянка 1, оберта на чотири канти, $b/a = 50/19,6 = 2,60 > 2$; за табл. 4.9 $\alpha_1 = 0,125$; при $c_2 = 40,47 - 11,6 - 1,4 = 27,47$ см напруження на умовній грані ділянки $\sigma_2 = \sigma_{\max}(c_2/c_1) = -0,89(27,47/40,47) = -0,58 \text{ кН/см}^2$.

Розрахунковий момент на ділянці 1 (епюра на рис. 4.24, б):

$$M_1 = \alpha_1 \sigma_2 a^2 = 0,125 \cdot 0,58 \cdot 19,6^2 = 27,85 \text{ кНсм.}$$

На консольній ділянці 2:

$$M_2 = \sigma_{\max} c^2/2 = 0,89 \cdot 8,6^2/2 = 32,91 \text{ кНсм.}$$

На ділянці 3, що обпирається на три канти, при $\alpha_1/b_1 = 11,6/40 = 0,29 < 0,5$, момент визначається, як для консольної ділянки:

$$M_3 = \sigma_{\max} a_1^2/2 = 0,89 \cdot 11,6^2/2 = 59,88 \text{ кНсм.}$$

Товщина плити визначається за найбільшим моментом відповідно до (4.51):

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{\max}/(R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 59,88/(23 \cdot 1,2)} = 3,60 \text{ см.}$$

Приймаємо $t_{pl} = 38$ см із листа товщиною 40 мм з урахуванням 2 мм на стругання плити.

Траверсу розраховуємо, як двоконсольну балку, що шарнірно обпирається на пояси колони у місцях зварних швів.

Навантаженням на траверсу є реактивна відсіч фундаменту (в стиснутій зоні під плитою) з половини плити (на одну траверсу) та зусилля в анкерних болтах (в розтягнутій зоні) також на половині плити:

$$q = \sigma_{\max} B_{pl}/2 = 0,89 \cdot 60/2 = 26,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$Z_a = (M - Na)/2y = (479,41 - 274,45 \cdot 24,51)/(2 \cdot 67,51) = 305,25 \text{ кН.}$$

Тут зусилля Z_a визначене з умови рівноваги моментів відносно точки прикладення рівнодійного зусилля від відсічі фундаменту: $c_u = c_1 \cdot 2/3 = 26,98$ см; $a = 38 - (40,47 - 26,98) = 24,51$ см; $y = 24,51 + 38 + 5 = 67,51$ см.

Епюри згинальних моментів та перерізувальних сил наведені на рис. 4.24, г.

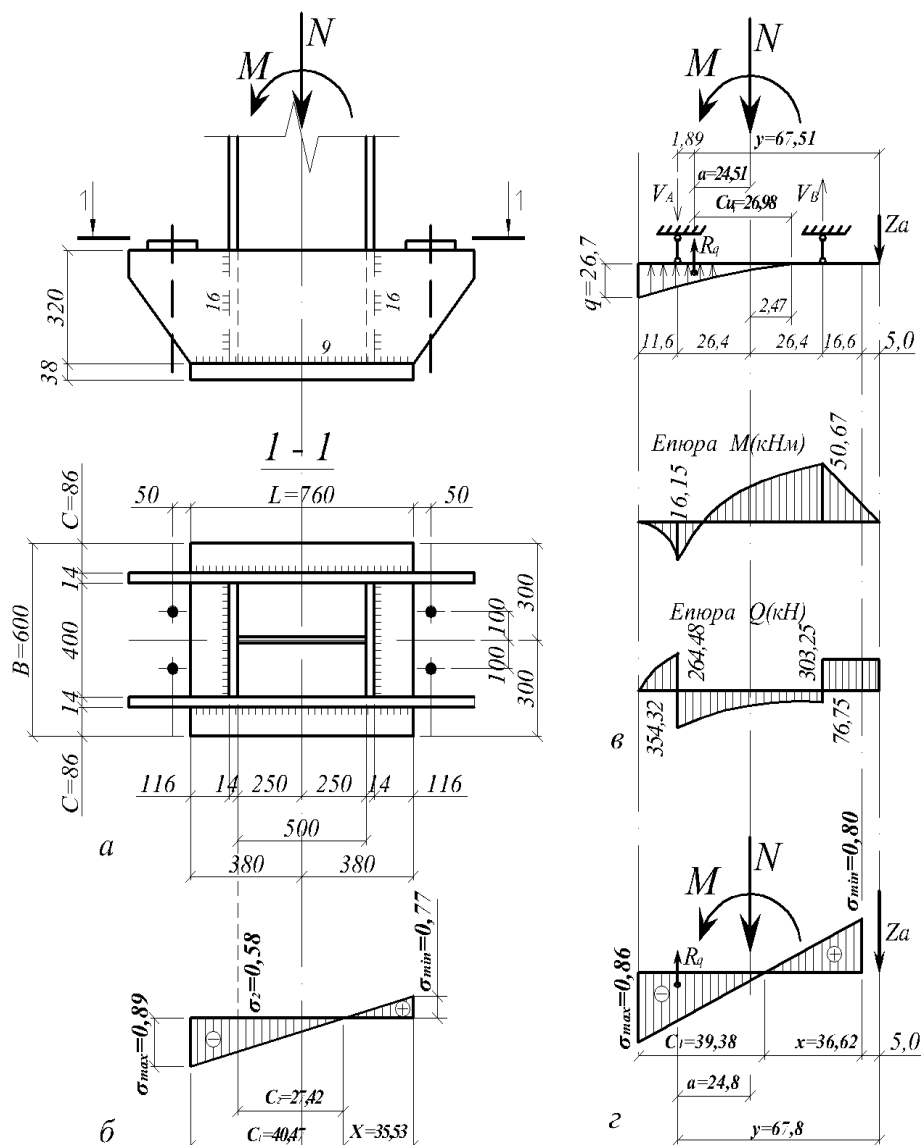


Рис. 4.24. База колони: а – конструктивна схема; б – до розрахунку плити; в – до розрахунку траверси; г – до розрахунку анкерних болтів

При побудові епюр згинальних моментів та перерізувальних сил розглядається рівнодійна відсічі:

$R_q = q c_1 / 2 = 26,7 \cdot 40,47 / 2 = 544 \text{ кН}$ з плечем $y_1 = 40,47 - 26,98 - 11,6 = 1,89 \text{ см}$; зусилля в анкері $Z_a = 305,25 \text{ кН}$.

Опорні реакції: $+ 544 \cdot 1,89 - 305,25 \cdot 69,4 + V_B \cdot 52,8 = 0$; $V_B = 382 \text{ кН}$;
 $- 544 \cdot 50,91 - 305,25 \cdot 16,6 + V_A \cdot 52,8 = 0$; $V_A = 619 \text{ кН}$.

Для розрахунку та перевірки виділяємо перерізи із зусиллями:

$$M = 50,67 \text{ кНм}, Q = 305,25 \text{ кН та } M = 16,5 \text{ кН}, Q = 354,52 \text{ кН}.$$

При $t_{tr} = 14 \text{ мм}$ з умови міцності траверси на зріз:

$$h_{tr} = 1,5Q / (R_s \gamma_c t_{tr}) = 1,5 \cdot 354,52 / (0,58 \cdot 24 \cdot 1,4) = 27,29 \text{ см}.$$

З умови міцності траверси на згин:

$$W_{cal} = M / R_y \gamma_c = 5067 / (24 \cdot 1,0) = 211 \text{ см}^3;$$

$$h_{tr} = \sqrt{6W_{cal} / t_{tr}} = \sqrt{6 \cdot 211 / 1,4} = 30,08 \text{ см}.$$

$$\text{Приймаємо } h_{tr} = 32 \text{ см}, W_{tr} = 1,4 \cdot 32^2 / 6 = 239 \text{ см}^3.$$

Необхідний катет шва за умови сприйняття зусилля $V_A = 652 \text{ кН}$ (умови зварювання див. у розрахунку консолі):

$$k_f = V_A / (\beta_{fw} R_{wf} \gamma_{wc}) = 619 / (0,7 \cdot (32 - 1) \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1) = 1,58 \text{ см},$$

приймаємо $k_f = 16 \text{ мм}$.

Після приварювання траверс торець колони і плита фрезеруються. При товщині плити $t_{pl} = 38 \text{ мм}$ мінімальний катет однобічного шва $k_f = 9 \text{ мм}$.

Для розрахунку анкерних болтів необхідно приймати комбінацію навантажень, що спричиняє найбільше розтяжне зусилля в болтах. Виходячи з умови появи розтягувальних зусиль у бетоні фундаменту враховуються тимчасові навантаження, для яких $M/N > L_{pl}/6$. Навантаження, що мають $M/N < L_{pl}/6$, розвантажують фундаментні болти, тому зусилля M та N від постійного навантаження враховуються з коефіцієнтом $\gamma_{fm} = 0,9$.

Для розрахунку анкерних болтів підрахована комбінація зусиль від навантажень (1, 4, 6, 7) :

$$M = +479,41 \text{ кНм}; N = -157,02 \text{ кН};$$

$$\sigma_{\max} = N / (B_{pl} L_{pl}) + 6M / (B_{pl} L_{pl}^2) = -157,02 / (60 \cdot 76) - 6 \cdot 47941 / (60 \cdot 76^2) = -0,03 - 0,83 = -0,86 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -0,03 + 0,83 = +0,80 \text{ кН/см}^2.$$

Епюра напружень наведена на рис. 4.24, в.

Розтяжні зусилля в анкерному болті визначаємо за (4.56), тут

$$x = 76 \cdot 0,80 / (0,86 + 0,80) = 36,62 \text{ см}; c_1 = 76 - 36,62 = 39,38 \text{ см};$$

$$a = 38 - 39,62/3 = 24,8 \text{ см}; y = 24,8 + 38 + 5 = 67,8 \text{ см};$$

враховуємо по 2 болти з кожного боку бази:

$$Z_a = (M - N \cdot a) / 2y = (47941 - 157,02 \cdot 24,8) / (2 \cdot 67,8) = 324,8 \text{ кН}.$$

Для фундаментного болта із сталі 09Г2С діаметром 36...56 мм $R_{ba} = 225 \text{ МПа}$, необхідна площа перерізу болта $A_{bn} = Z_a / R_{ba} = 342,8 / 22,5 = 16,0 \text{ см}^2$.

Беремо болти М56, у яких площа перерізу нетто (по різьбі) $A_{bn} = 18,74 \text{ см}^2$ (табл.Д.3.11).

Після розрахунку зусилля необхідно додатково перевірити траверсу при значенні $Z_a = 324,8 \text{ кН}$: $M = 324,8 \cdot 16,6 = 5392 \text{ кНсм}$;

$$\sigma = M / W_{tr} = 5392 / 239 = 22,56 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2, \text{ тобто міцність}$$

траверси забезпечена.

Наявність бази висотою 320 мм вимагає заглиблення опорної плити до позначки $-0,4 \text{ м}$, при цьому слід скоригувати загальну довжину колони та прийняти $H = H_0 + H_3 = 12\,600 + 400 = 13\,000 \text{ мм}$, що не вносить суттєвих змін у розрахункові зусилля.