Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Кинаш Р. И.,
Шимановский А. В., Лебедич И. Н.

Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов

Макеевка 2008

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
ДОНБАССКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

**Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Кинаш Р. И.,
Шимановский А. В., Лебедич И. Н.**

КОНСТРУКЦИИ СТАЦИОНАРНЫХ ПОКРЫТИЙ НАД ТРИБУНАМИ СТАДИОНОВ

(2-е издание, исправленное и дополненное)

Под общей редакцией Лауреата Государственной премии Украины, заслуженного работника образования Украины, доктора технических наук, профессора Е. В. Горохова

и заслуженного деятеля науки и техники Украины, доктора технических наук, профессора А. В. Шимановского

Макеевка 2008

ББК 30.4:75.48
Г70
УДК 624.014.074:69.036.5:725.826

Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Кинаш Р. И., Шимановский А. В., Лебедич И. Н.
Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов (2-е издание, Г70 исправленное и дополненное) / Под общей редакцией Е. В. Горохова и А. В. Шимановского. – Макеевка, РИО ДонНАСА, 2008. - 404 с.:
ISBN 978-966-7477-81-3

В книге рассмотрены некоторые подходы к технико-экономическому обоснованию вариантов решения пространственных конструкций стационарных покрытий над трибунами стадионов. Рассмотрены существующие требования международных спортивных организаций к устройству современных стадионов, выполнен анализ конструктивных решений покрытий наиболее известных стадионов мира. Особое внимание посвящено результатам теоретических и численных исследований, разработке методики проектирования конструкций в виде пространственных стержневых и мембранных оболочек с большими вырезами.

Введение, раздел 1 и Приложение 1 написаны д.т.н., проф. Е. В. Гороховым; раздел 2 - д.т.н., проф. А. В. Шимановским; разделы 3, 4 и подраздел 5.2 - д.т.н., проф. В. Ф. Мущановым, подраздел 3.4 и Приложение 2 - д.т.н., проф. Р. И. Кинашем, параграф 3.4.6 и подраздел 5.1 - к.т.н., с.н.с. И. Н. Лебедичем.

При написании раздела 3.1 использованы материалы научных исследований, выполненных к.т.н., доц. В. Р. Касимовым, раздела 3.2 и 4.3 - к.т.н. И. Н. Рудневой, раздела 3.3 и 4.4 - к.т.н. Ю. В. Сивоконь.

Книга предназначена для студентов старших курсов, аспирантов, научных сотрудников, архитекторов, инженеров-конструкторов научно-исследовательских и проектных организаций, занятых проектированием большепролетных сооружений указанного вида.

Рецензенты: Первый заместитель председателя правления
ОАО "УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского",
д.т.н., проф. *В. Н. Гордеев*
Заместитель директора института электросварки им. Е. О. Патона
Национальной Академии наук Украины
академик *Л. М. Лобанов*

ББК 30.4:75.48

Рекомендовано к печати научно-техническими советами:
Министерства регионального развития и строительства Украины;
Украинской государственной корпорации «Укрмонтажстрой»;
Института электросварки им. Е. О. Патона Национальной Академии наук Украины;
ОАО "Украинский научно-исследовательский и проектный институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского";
и Ученым Советом Донбасской национальной академии строительства и архитектуры.

© Е. В. Горохов, В. Ф. Мущанов, Р. И. Кинаш,
А. В. Шимановский, И. Н. Лебедич, 2008
© Донбасская национальная академия
строительства и архитектуры, 2008

ISBN 978-966-7477-81-3

Введение

В настоящее время одним из наиболее динамично развивающихся видов пространственных большепролетных конструкций, интересных в архитектурном и конструктивном отношении, являются стационарные покрытия над трибунами стадионов, возводимые в соответствии с требованиями международных футбольных организаций. Имеющийся международный опыт проектирования и возведения подобных сооружений, в том числе и в России (перекрытие трибун стадиона в Лужниках, в Москве [1]), не нашел еще своего применения в Украине. Кроме того, большинство стадионов в Украине имеют меньшие размеры (первоначально 40...45 тыс. зрителей, а после оснащения индивидуальными сиденьями - 28...31 тыс. зрителей), что снижает эффективность пространственной работы используемых конструкций.

Пространственные стержневые и мембранные оболочки нашли широкое применение в строительстве как вид архитектурно - выразительных конструкций, обеспечивающих оптимальные технико-экономических показателей. Основы расчета оболочек были заложены ещё в XIX веке. Интенсивное развитие теория оболочек получила с тридцатых годов XX века. В этот период были получены и проанализированы основные уравнения линейной технической теории оболочек, большой вклад сделали ученые: Б.Г. Галеркин, В.З. Власов, С.П. Тимошенко, А.И. Лурье, А.А. Гвоздев, В.В. Новожилов, А.Л. Гольденвейзер, Ю.Н. Работнов, И.Н. Векуа, Х.М. Муштари, К.З. Галимов, Н.А. Кильчевский, Г. Рейсснер, Е. Мейсснер, Л. Доннелл, В.Т. Койтер и др. В начале сороковых годов, стала развиваться геометрически нелинейная техническая теория оболочек. Проведенные исследования в основном касались цилиндрических и сферических оболочек, а закономерности изменения НДС оболочек на эллиптическом и овальном плане, имеющих вырезы, оказались недостаточно изучены с точки зрения разработки практических методов расчёта и проектирования.

В связи с этим, в последние годы в ведущих научных, учебных и проектных организациях Украины, таких как Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, ООО УкрНИИпроектстальконструкция им. В. Н. Шимановского, Национальный университет «Львовская политехника» и др., проводятся работы по исследованию рациональности различных форм пространственных покрытий над трибунами стадионов относительно малой вместимости. Результаты некоторых из них приводятся в настоящей работе.

Мощнейшим импульсом к развитию данного направления явилось решение УЕФА о проведении в Украине ЕВРО-2009 и ЕВРО-2012, благодаря чему полным ходом идет строительство стадионов нового поколения, соответствующих всем требованиям международных футбольных организаций, в Днепропетровске, Донецке и Харькове, разрабатываются проекты реконструкции (или строительства новых стадионов) в Киеве, Одессе, Львове и других городах Украины. Наиболее важные результаты научных исследований, выполненных за период, прошедший с момента выхода первого издания в

2002 г., оригинальные проектные решения, связанные с вышеупомянутыми объектами, а также конструкциями других всемирно известных стадионов, нашли свое отражение в разделах 1 и 5 предлагаемого читателю издании.

Кроме этого в новой редакции монографии появились, как совершенно новые разделы, посвященные вопросам теоретических основ расчета большепролетных конструкций с учетом нелинейных эффектов (раздел 2), исследованию напряженно-деформированного состояния провисающих стержневых оболочек покрытий, образованные системой жестких нитей (подраздел 3.2), особенности экспериментальных исследований влияния формы покрытия стадиона на аэродинамические нагрузки (подраздел 3.4 и Приложение 2), так и существенно дополненные и переработанные разделы, где рассматривается поведение под нагрузкой и особенности проектирования мембранных покрытий (подраздел 3.3), использование конструкций пространственных покрытий при реконструкции стадионов (раздел 4) и др.

Рукопись книги внимательно прочитана докт. техн. наук, профессором, первым заместителем председателя правления ОАО "УкрНИИпроектстальконструкция им. В. Н. Шимановского" В. Н. Гордеевым, чьи ценные советы и замечания авторы постарались учесть в окончательной редакции книги.

Свою особую благодарность авторы выражают инж. Гринько Е. А. за большой труд по подготовке рукописи к печати и созданию оригинал-макета этого издания.

Раздел 1. Технико-экономическое обоснование устройства покрытия

1.1. Нормативная база в области строительства стационарных покрытий

В настоящее время нормативная база по устройству стационарных покрытий над трибунами практически отсутствует. Отдельные ее элементы в разрозненном виде можно найти в ДБН (или СНиП) по проектированию различных видов строительных конструкций (железобетонных, металлических), указаний по нормированию нагрузок и воздействий, различного рода пособиях по расчету пространственных конструкций [56].

В связи с этим, если кратко рассмотреть основные положения европейских нормативных документов [см. Приложение] и европейского опыта строительства подобных объектов, они могут быть сведены к следующим требованиям:

1. Критерии проекта стадиона:
   - соответствие проекта самым высоким требованиям международных стандартов в области обеспечения комфорта (наличие VIP-зон, подъемники и эскалаторы для вертикального перемещения; многочисленные торговые пункты обслуживания; достаточное число туалетов и их доступность, возможность размещения инвалидных кресел в любых точках стадиона в соответствии с международными стандартами и т.п.) и безопасности зрителей с учетом требований к их быстрой эвакуации;
   - архитектурная выразительность объекта, который должен являться национальным архитектурным достоянием;
   - многофункциональность и приспособленность объекта к проведению основных игр на поле (футбол, регби, хоккей на траве, американский футбол и т.п.), концертов;
   - технологическое и функциональное разделение потоков участников соревнований, зрителей, прессы и должностных лиц с целью обеспечения их максимальной безопасности и эксплуатационной эффективности;
   - возможность обеспечения при помощи конструктивного решения объекта регулирования его вместимости (например, 25, 40, 60, 80 тыс. зрителей);
   - обеспечение уклона трибун в пределах 30…34^0 с целью обеспечения удобства зрительского восприятия;
   - наличие стационарного покрытия над трибунами стадиона, которое в идеальном случае должно укрывать все 100% зрительских мест при минимальном негативном воздействии на травяной покров поля, например, путем увеличения площади светопрозрачной части покрытия или изменения его конфигурации для снижения эффекта затенения поля.
2. Размеры стадиона:
   - обеспечение размеров игрового поля, в соответствии правилами игр (см. таблицу 1.1);
   - обеспечение приблизительно 50% спроса на автомобильные стоянки и 100% спроса на автобусные стоянки для команд участников и тренерского состава при соблюдении условия разделения этих зон. Указанные площади не должны включать в себя площадь для подъездных путей, вспомогательных зданий или других средств обслуживания.
3. Конструкция стадиона:
   - должна создавать защищенный объем, соответствующий требованиям стандартов обзора и размещения зрителей. При достижении этого, конструкционные и технические средства должны одновременно обеспечить выполнение требований

надежности, устойчивости, ремонтопригодности и экономичности, предъявляемые к сооружению;

Таблица 1.1.

Рекомендуемые размеры игровых полей

Вид спорта	Игровое пространство	
	Поле	Общее
Регби	144 м х 70 м	150 м х 84 м
Футбол	110 м х 75 м (*)	118 м х 81м
Хоккей на траве	92 м х 55 м	102 м х 61 м
Американский футбол	110 м х 49 м	118 м х 56 м (**)
Легкая атлетика (при 8 дорожках)	177 м х 92 м	186 м х 117 м (***)

Примечание: (*) - ширина 75 м для международных соревнований под эгидой FIFA, (**) - исключает области шириной 10 м на каждом точлайне, (***) - внутренних размер поля для легкой атлетики – 158 м х 73 м (при этом сюда не входят размеры секторов с ямами для прыжков и толкания ядра).

- создавать наилучшие условия для освещенности травяного покрова. Уровень затененной площади, в соответствии с данными лучших стадионов Европы и Америки, не должен превышать 10 - 20% летом, до 30 - 40% в осенне-зимний период и 50 % в зимние месяцы для чего в период предпроектных исследований являются обязательными:

а) моделирование внутренней световой среды в пределах стадиона, включая естественную освещенность и температурный режим,

б) анализ аналогичных случаев поведения и технологии восстановления травяного покрова на других стадионах,

в) особенному вниманию в этом плане должны быть подвергнуты рассмотрению специалистами следующие вопросы:

Разновидность покрова	Поведение покрова при обдувании горячим воздухом
Верхний слой	При вентиляции
Дренаж	Защита
Укрепление	Устройство/замена
Ирригация	Режим обслуживания

3. Освещение стадиона и звук:

- обеспеченность освещения 2000 люкс для удовлетворения стандартного и высокого качества телепередачи;
- расположение источников освещения под углом 25…30^0;
- зонирование освещения, отключая при необходимости участки трибун, не занятые зрителями;
- возможность переключения трех уровней освещения, чтобы удовлетворить игру практики и телевизионные требования будет обеспечиваться;
- наличие компьютеризованной системы управления звуком на всех участках стадиона и подсобных помещениях.

В дополнение к выше приведенному в Приложении рассмотрены технические рекомендации и требования к конструированию и модернизации футбольных стадионов.

1.2. Учет экономических факторов

Вопросы рационального проектирования покрытий мембранного типа, при обеспечении необходимого уровня надежности указанных конструкций, стоят особенно остро ввиду высокой ответственности и значительной стоимости рассматриваемых сооружений. Это относится в равной мере, как к уникальным большепролетным мембранным покрытиям, так и к покрытиям зданий и сооружений небольших пролетов 24 – 40 м различного назначения. Но, как показывает выполненный ранее анализ, использование для проектирования и расчета подобных конструкций существующих методов зачастую либо не дает должного экономического эффекта, либо наоборот, приводит к их недостаточному уровню надежности.

Результатом использования современных методов проектирования является создание конструкций минимальной стоимости, удовлетворяющих требованиям надёжности и долговечности. При этом, основные параметры, которые обусловливают величины перечисленных критериев, по своей природе - противоречивы.

Можно выделить следующие подходы к оценке эффективности конструктивных решений:

1) Вариантное проектирование, основанное на рассмотрении ограниченного количества вариантов, основываясь на интуиции проектировщика. Данное направление развито в работах Лихтарникова Я. М. и его учеников [51]. В этом случае искомые критерии имеют аналитическую аппроксимацию, что позволяет использовать их при решении задачи отыскания наиболее экономичной конструктивной формы. При решении возможно использование одного из двух подходов:

- **Первый** - основан на использовании аналитических зависимостей между основными параметрами конструктивной формы и параметрами процессов изготовления и монтажа. Исходные данные для расчёта ограничиваются сравнительно небольшим числом параметров, характеризующих конструкцию. Достоинством этого подхода является возможность проводить сравнение вариантов на ранних стадиях проектирования в условиях дефицита информации для известных конструктивных решений. Переход на новые конструктивные формы, появление новых технологических процессов требует переработки методики.
- **Второй** - основан на использовании известного метода имитационного моделирования производства и детального поэлементного калькулирования затрат по отдельным операциям всего процесса создания конструкции. Этот метод требует обширной справочно-информационной базы, привязки к конкретному производству, но позволяет наиболее точно определять пути снижения издержек и в максимальной степени подходит для совершенствования серийно выпускаемой продукции на поточных линиях.

2) Оптимальное проектирование является логическим и естественным шагом на пути выбора эффективных конструктивных решений нахождения параметров конструкции, обеспечивающих минимум целевой функции при обязательном выполнении требований прочности, устойчивости, надёжности и долговечности. Выбор наилучшего решения осуществляется на основе использования методов математического программирования. При этом методы первого и второго направления не должны противопоставляться, а удачное их сочетание позволяет выбрать действительно наиболее экономичное конструктивное решение.

Вариантное проектирование мембранных покрытий. Относительная новизна конструктивной формы мембранных покрытий привела к необходимости разработки методики технико-экономического анализа для обеспечения качественной и количественной оценки рассматриваемых вариантов, а также для формирования целевой функции при оптимизационном расчете [60, 61]. Основными показателями, которые

определяются с помощью предлагаемой методики, являются стоимость «в деле» и приведенные затраты. При определении этих показателей мембранные покрытия рассматриваются как системы, состоящие из: мембранных полотнищ, образующих оболочку; подкрепляющих элементов «постели»; стального или железобетонного опорного контура; центрального кольца (для провисающих мембран на круглом плане); центрального кольца и центральной стойки (для шатровых мембран).

Трудоемкость изготовления и монтажа определяются для каждого элемента в зависимости от основных конструктивно-технологических параметров. Предполагается, что сечения основных конструктивных элементов определены до начала технико-экономического анализа.

Трудоемкость изготовления определяется как сумма трудозатрат для мембранных полотнищ T_M, опорного контура T_K, «постели» $T_П$, центрального кольца $T_{ЦК}$, центральной стойки $T_{ЦС}$:

$$T = T_M + T_K + T_П + T_{ЦК} + T_{ЦС}, \quad \text{(чел.-ч)} \qquad (1.1)$$

Изготовление полотнищ от 3 мм и более производится на специализированных линиях по изготовлению рулонных заготовок. Полотнище обычно собирается из стандартных листов 1,5×6,0 м. В общих трудозатратах обработка составляет 10%, сборка - 20%, сварка - 55%, рулонирование - 5%, подготовительно-заключительные работы - до 10%. Общая трудоемкость изготовления рулонных полотнищ определяется по формуле:

$$T_M = K_{ПЗ} \times K_C \times \left[K_T \times \alpha_M \left(G_M \times n_M\right)^{0,33} + 0.02 \times S_M\right] \times N_M, \text{ (чел.-ч)} \qquad (1.2)$$

где $K_{ПЗ}$ - коэффициент, учитывающий нерасчетные операции, равный 1,3; K_C - коэффициент влияния величины серии на трудоемкость изготовления [2]; K_T - коэффициент повышения удельной трудоемкости при применении сталей повышенной прочности, изменяющийся в пределах 1,00 ... 1,17 [16]; G_M, n_M - масса полотнища (т) и число листов (шт.), из которых оно состоит; S_M - площадь мембранного полотнища, м^2; N_M - количество полотнищ на все покрытие; α_M - коэффициент, принимаемый для прямоугольного полотнища 11,65, а для трапецивидного 9,42.

Следует учитывать, что фактичная масса полотнища на 3 ... 10% превышает теоретическую за счет напуска при нахлесточном соединении на монтаже и отходов, получаемых при раскрое.

Трудоемкость изготовления полотнищ в заводских условиях составляет 10...16 чел-ч/т. Увеличение ширины полотнищ с 6 до 12 м при прочих одинаковых параметрах приводит к снижению удельной трудоемкости изготовления на 20...25%, что связано с уменьшением доли трудозатрат на рулонирование и подготовительно-заключительные работы. Поэтому, целесообразно применять ширину мембранных полотнищ наибольшей с учетом требований изготовления, перевозки, монтажа.

Рациональная конструкция опорного контура является важным резервом улучшения технико-экономических показателей всего покрытия, поскольку установлено, что на долю мембраны и контура приходится 95...98% трудозатрат и 90...95% стоимости «в деле». Причем, в общих трудозатратах доля контура составляет 50...75%, а доля стоимости «в деле» 35...60%. Трудоемкость изготовления металлического опорного контура может быть определена как для обычных сварных балок [51], а железобетонного контура по формуле:

$$T_K = \left(3,65 + 5,33 \times V_Б + 23,16 \times G_A + 1,63 \times L_K\right) \times N_K, \text{ (чел.-ч)} \qquad (1.3)$$

где $V_Б$ - объем бетона в элементе контура, м^3; G_A - масса арматуры, определяемая (если неизвестно сечение поперечной арматуры) как масса продольной арматуры, увеличенная на 15...30%, т; L_K - длина элемента контура, м; N_K - общее количество элементов контура, шт.

Удельная трудоемкость изготовления железобетонного контура составляет 11...15 чел-ч/м^3, а металлического 10...22 чел-ч/т при уменьшении массы элемента контура с 15 до 2 т.

Трудоемкость монтажа определяется как сумма трудозатрат на устройство опорного контура A_K, центрального кольца $A_{ЦК}$, элементов «постели» $A_П$, мембраны $A_М$:

$$A = K_{ПМ} \times \left(A_K + A_{ЦК} + A_П + A_М\right), \quad \text{(чел-ч)} \tag{1.4}$$

где $K_{ПМ}$ - коэффициент, учитывающий нерасчетные операции, принимаемый 1,3...1,5.

Трудоемкость монтажа мембранных полотнищ составляет 55...70% общих трудозатрат на устройство покрытия и складывается из затрат по раскатке рулонов $A_р$ и выполнению монтажных соединений полотнищ между собой и прикреплению их к контуру $A_С$:

$$A_М = A_р + A_С, \quad \text{(чел-ч)}$$

$$A_р = K_Н \times 8{,}63 \cdot \left(G_М \times L_М\right)^{0.35} \times N_М, \quad \text{(чел-ч)} \tag{1.5}$$

где $K_Н = 0{,}89 + 0{,}011 \times H$ - коэффициент повышения трудоемкости монтажа при увеличении высоты производства работ Н, м; $L_М$ - длина полотнища, м.

Удельная трудоемкость монтажа полотнищ массой 4...17 т составляет 35...15 чел-ч. На долю монтажной сварки приходится до 40% трудозатрат.

Вероятностно-оптимальное проектирование мембранных покрытий на основе критерия надежности. Выбрав в качестве управляющей функции толщину пластины t_i, сведем задачу анализа чувствительности к определению вариации δt, такой, что $t_{min} \le t_{0,i} + \delta t_i \le t_{max}$ при минимизации запасов надежности:

$$0 \le \psi_i - \psi_i^n \le \varepsilon \tag{1.6}$$

где $\delta\psi < 0$ при $\psi_i - \psi_i^n > \varepsilon$ и $\delta\psi_i > 0$ при $\psi_i - \psi_i^n \ge 0$.

Подобный подход необходимо осуществлять при условии нахождения показателя надежности конструкции в заданном интервале, ограниченном верхней (1.7а) и нижней (1.7б) границами, которые определяются на основании гипотез:

$\psi \le \min[\psi_1, \psi_2, ..., \psi_n]$ - элементы идеально скоррелированы, (1.7.а)

$\psi \ge \prod_{i=1}^{n} \psi_i$ - элементы конструкции независимы. (1.7.б)

Однако, поскольку даже для "выравненной" (оптимизированной) системы, в которой все элементы будут обладать приблизительно одинаковыми показателями надежности, разница между верхней ($\psi_{max} = \psi_1 = \psi_2 = ... = \psi_n = \psi_0$) и ($\psi_{min} = \psi_0^n$) нижней границами, являющихся пределами изменения показателя надежности статически неопределимой конструкции, для многоэлементной системы будет достаточно велика и их непосредственное использование в качестве оптимизируемого параметра приведет к слишком большой разнице в конечных результатах расчетов, необходимо предложение альтернативных подходов к рассматриваемой проблеме.

Попытаемся выразить зависимость ψ_i от t. Как известно, проблема анализа чувствительности заключается в отыскании такого вектора вариаций управляющей функции (δt_i), который обеспечил бы требуемую вариацию функционала ($\delta\psi_i$) и $\delta\psi$ при соблюдении вышеуказанных ограничений.

Выполненные предварительные расчеты показали слабую зависимость величины $\overline{\sigma}_{\psi}$ от моментов 3-го и 4-го порядков, ввиду большого числа учитываемых в расчете случайных факторов. Поэтому, с достаточной для практических расчетов точностью, примем распределение показателя надежности элемента конструкции близким к нормальному [112]:

$$\psi_i = F_0(\gamma_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\hat{\gamma}_i}} \int_{-\infty}^{\gamma} e^{\frac{(\gamma_i-\gamma)^2}{2\gamma_i}} d\gamma_i , \qquad (1.8)$$

Вариация $\delta\psi_i$ (или она же $d\psi_i / dt_i$) определится выражением:

$$\frac{d\psi_i}{dt_i} = \frac{\partial(F_0(\gamma_i))}{\partial\gamma_i} \cdot \frac{\partial\gamma_i}{\partial t_i} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-0.5\gamma_i^2} \cdot \frac{\partial\gamma_i}{\partial t_i}; \qquad (1.9)$$

Справедливость предложенного подхода к оптимизации проектного решения рассмотрена при совершенствовании проектных решений цилиндрических оболочек большепролетных покрытий мембранного типа на прямоугольном плане, результаты которых приведены в таблице.

Таблица 1.2.

Значения $t_{опт}$ (мм) по зонам оболочки для срока эксплуатации (лет) (Размеры в плане - 96х72м, контур гибкий, стрела провиса - 1/20L, материал - стальС255)

Зона	без учета коррозионного износа, лет				с учетом коррозионного износа, лет			
	10	25	50	100	10	25	50	100
Угловая	4.0	4.5	4.5	7.0	4.5	4.5	6.0	8.0
Приконт.	2.5	2.5	3.5	3.5	3.5	4.0	4.0	4.5
Перифер.	2.2	2.2	2.5	2.8	3.0	2.8	3.5	4.0
Централ.	2.0	2.0	2.0	2.5	2.2	2.8	3.0	4.0

Использование факторного анализа при технико-экономическом анализе конструкций покрытий [68]. При анализе и расчете конструкций проектировщик сталкивается с необходимостью учитывать большое число параметров или признаков. Многие взаимосвязаны и в значительной мере дублируют друг друга. Поэтому представляется естественной попытка сконцентрировать информацию в виде небольшого числа емких внутренних существенных характеристик явления, называемых факторами, число которых значительно меньше количества начальных признаков.

Следует обратить особое внимание на благоприятное для данного технического приложения использование методов факторного анализа. Тогда матрица данных нормируется, приводится к стандартной форме, вводится единый для всех признаков масштаб. В нашем случае у всех отобранных признаков: удельных расходов материалов, трудоемкости, энергоемкости и стоимости один масштаб, заключенный в размерах сооружения, и один измеритель – м^2, что упрощает процедуру расчетов, делает излишней нормировку матрицы данных.

В последние годы появилось большое число работ, в которых факторный анализ используется совместно с регрессионным. Особенно ценно такое совмещение в тех случаях, когда входные переменные сильно коррелированны между собой, что делает определение коэффициентов множественной регрессии некорректным.

Регрессия факторного анализа позволяет получить более надежные и достоверные оценки. Это подтверждается результатами решения практических задач в экономике и технических приложениях.

Как было сказано выше, в факторном анализе исходят из представлений о том, что исследуемые признаки коррелированны. Предполагается, что в основе сложных

взаимосвязей между признаками лежит относительно простая, скрытая за внешними проявлениями сущностная структура, отражающая наиболее характерные, часто повторяющиеся взаимосвязи. Каждый из признаков, входящий в исследуемый набор, может быть представлен как функция небольшого числа общих факторов $C_1, C_2, ..., C_m$ и характерного фактора U_j:

$$Z_1 = f(C_1, C_2, ...C_m, U_j) \tag{1.10}$$

Термин «общий» подчеркивает тот факт, что каждый фактор $C_p (p = 1, 2, 3 ... m)$ имеет существенное значение для анализа всех переменных $Z_j = (j = 1, 2, 3, ... n)$, т.е. фактор C_p – общий для всех $Z_1, Z_2, ..., Z_n$. В то же время термин «характерный» означает: изменение в факторе U_j меняет значение только соответствующей переменной Z_j.

Основные положения факторного анализа связаны с допущением линейности его основной модели:

$$Z_1 = a_{j1} \cdot c_1 + a_{j2} \cdot c_2 + ... a_{jm} \cdot c_m + d_j U_j \tag{1.11}$$

Выражение (1.11) можно записать в матричной форме:

$$\mathrm{Z} = \mathrm{AC} + \mathrm{DU} \tag{1.12}$$

где Z – транспортированная матрица данных; A – матрица факторных нагрузок; C – транспортированная матрица общих факторов; D – матрица остатков (нагрузок характерных факторов); U – транспортированная матрица специфичных факторов.

Коэффициенты a_{jp} в выражении (1.11), составляющие матрицу A и называемые факторными нагрузками, характеризуют значимость каждого из факторов для описания j-го признака (критерия).

Факторная нагрузка в форме коэффициента корреляции между данным признаком (критерием) и некоторым фактором интерпретируется в терминах дисперсии.

Полная дисперсия признака (критерия) разделяется на две основные составляющие, между собой некоррелированные: общую дисперсию и характерную дисперсию.

Полная дисперсия в случае некоррелированности общих и характерных факторов можно записать:

$$1.0 = \mathrm{h}^2 + \mathrm{d}^2 \tag{1.13}$$

Число неизвестных параметров факторной модели – факторных нагрузок – равно $m \cdot n + n$, что превышает число уравнений в (1.11). Поэтому для оценки факторных нагрузок прибегают к корреляционной матрице, которая получается из (1.12):

$$\mathrm{R} = \mathrm{AA}^1 + \mathrm{D}^2 \tag{1.14}$$

где R – корреляционная матрица переменных (критериев);
D^2 – диагональная матрица специфических факторов.

Элементы матрицы R – коэффициенты корреляции между всеми переменными данной совокупности. Их число равно $\frac{m(n-1)}{2}$, поэтому матрица R симметрична и имеет вид:

$$\begin{Vmatrix} 1.0 & r_{12} & r_{13} & r_{14} \\ r_{21} & 1.0 & r_{23} & r_{24} \\ r_{31} & r_{32} & 1.0 & r_{34} \\ r_{41} & r_{42} & r_{43} & 1.0 \end{Vmatrix} = R \qquad (1.15)$$

Матрица корреляции:

$$\begin{Vmatrix} h_{11}^2 & r_{12} & r_{13} & r_{14} \\ r_{21} & h_{22}^2 & r_{23} & r_{24} \\ r_{31} & r_{32} & h_{33}^2 & r_{34} \\ r_{41} & r_{42} & r_{43} & h_{44}^2 \end{Vmatrix} = R_1 \text{ - называется редуцированной} \qquad (1.16)$$

Итак, цель – выделить, определить общие факторы – заключается, повторим это выражение еще раз, в переходе от редуцированной матрицы корреляций признаков к редуцированной факторной матрице. Тогда можно будет определить, во-первых, сколько общих факторов необходимы для отражения всех корреляций между признаками изучаемого явления и, во-вторых, каковы нагрузки каждого фактора для разных признаков. Последняя фраза в терминах факторного анализа выражается очень коротко, когда (1.12) приводится к виду:

$$R = AA^1 \qquad (1.17)$$

что означает «Редуцированная матрица корреляции равна произведению редуцированной факторной матрицы на транспортированную».

Трудность построения исходной позиции – редуцированной корреляционной матрицы – заключается в том, что величины общностей заранее неизвестны, их нельзя определить экспериментально. Иногда к оценке величины h^2 подходят, касаясь проблем, связанных с рангом корреляционной матрицы. Если элементы матрицы – коэффициенты корреляции, то ранг редуцированной корреляционной матрицы равен числу общих факторов.

Расчетная процедура определения элементов матриц факторных нагрузок для всех выборок показала:

- факторные нагрузки трудоемки, стоимости и энергоемкости не изменили своих значений при раздельном вводе показателей расхода стали и бетона по сравнению с факторными нагрузками, определенными с едиными условным материалом;
- суммарный вклад в факторные веса объектов от факторных нагрузок бетона и арматуры оказался примерно равным вкладу от единого условного материала.

Апробация изложенных выше положений факторного анализа в применении к технико-экономическому анализу конструкций позволили сделать следующие выводы:

1. Обработанный статистический материал, охватывающий данные по удельному расходу материала, трудоемкости, стоимости и энергоемкости конструкций большепролетных покрытий около 150 объектов, позволил определить зависимости критериев оценки от определяющего параметра - приведенной площади. Оценка большепролетных покрытий стала убедительней.
2. Удалось установить статистическими расчетами интервалы допустимых (β=0,95) значений: расходов бетона и стали для соответствующих классов пространственных большепролетных покрытий:

2.1. Для висячих железобетонных оболочек

расход стали $\gamma_c = 0.94 + 1.08 \bullet F_j^{0.43}$, расход бетона $h_\delta = 0.44 + 0.40 \bullet F_j^{0.43}$.

2.2. Для стальных висячих покрытий с железобетонным опорным контуром

расход стали $\gamma_c = 1.44 \div 1.79 \bullet F_j^{0.43}$, расход бетона $h_6 = 0.3 \div 0.2 \bullet F_j^{0.43}$

2.3. Для железобетонных оболочек и куполов

расход стали $\gamma_c = 1.70 \div 1.93 \bullet F_j^{0.31}$, расход бетона $h_6 = 1.22 \div 1.16 \bullet F_j^{0.31}$

а также получены предельные значения:

2.4. Трудоемкости для висячих покрытий $T \le 0{,}7 \bullet F_j^{0.26}$,

2.5 Трудоемкости для оболочек и куполов $T \le 0{,}15 \bullet F_j^{0.41}$,

2.6. Стоимости для висячих покрытий $C \le 1{,}84 \bullet F_j^{0.41}$,

2.7. Стоимости для оболочек и куполов $C \le 0{,}88 \bullet F_j^{0.44}$,

2.8. Энергоемкости висячих покрытий (в т.ч. и смешанных по материалу конструкций) $Э \le 11{,}0 \bullet F_j^{0.32}$,

2.9. Энергоемкости железобетонных оболочек и I $Э \le 6{,}23 \bullet F_j^{0.32}$,

2.10. Энергоемкости стальных куполов $Э \le 1{,}9 \bullet F_j^{0.5}$.

3. Показано, что разработанная методика и полученные по ней результаты устанавливают: рациональным большепролетным пространственным покрытием может быть признана такая конструкция, при возведении которой суммарные затраты не превысят установленной многомерной величины f_{01} характерной для данного вида конструктивной системы и ее генеральных размеров - приведенной площади:

$$f_{j1} \le f_{01} \tag{1.18}$$

где f_{j1} - многомерный факторный вес j-ой конструкции по фактору C_1; f_{01} - нормированный обобщенный показатель.

Или в развернутом виде для висячих покрытий

$$f_{j1}^{*} \le 0{,}02 + 1{,}79 \bullet \ell g F_j \tag{1.19}$$

для оболочек и куполов

$$f_{j1}^{ок} \le -0{,}33 + 1{,}83 \bullet \ell g F_j \tag{1.20}$$

(для раздельного ввода в математическую векторную модель показателей удельного расхода стали и бетона).

4. Установлено, что строительная конструкция должна проектироваться с учетом требования экономичности, которое, как следует из п.3, представляет собой ограничение вероятности превышения многомерной величины f_{j1} предельного уровня суммарных затрат, установленного на основе статистического обобщения технико-экономических показателей конструкций.

В качестве одного из подходов к проведению технико-экономического расчета стоимости конструкций стадионов на стадии вариантного проектирования, могут служить **материалы примера, выставленного на официальном сайте [136].**

Пример: Рассмотрение материалов муниципального референдума по строительству стадиона.

Исходные данные: СТОИМОСТЬ, подлежащая определению - (С), стоимостные показатели: стоимость конструкций в деле - $250000000, сиденья - $2000000 (при минимальной вместимости – 40000 зрителей, максимальной - 60000), трава - $1000000, торф - $5000000, трибуна для почетных гостей - $5000000 (максимум $10000000), покрытие над трибунами: в виде стационарного купола - $40000000, раздвижная - $75000000.

Следовательно, минимальная стоимость стадиона вместимостью 40000 зрителей с незащищенным травяным покровом составит $331000000. Максимальная стоимость $500000000 будет для стадиона вместимостью 60000 зрителей с трансформируемым покрытием над трибунами и искусственным торфом.

Вопрос: как оплатить строительство стадиона? Возможно использование нескольких способов получения денег: во-первых - помощь города (какую сумму налогоплательщики пожелают заплатить будет зависеть от количества фанов (назовем это **рыночный размер**), чем большее количество людей пожелают

заплатить налог, тем большее количество денег будет освоено. Ответ на вопрос: сколько они дадут – зависит от следующих параметров и может быть оценен следующим образом:

Рынок Команды (M): почти не существующий - 500000 (база фанов), крошечный - 750000, маленький - 1000000, ниже среднего – 1250000, средний – 1500000, более среднего – 1750000, большой – 2500000, действительно большой – 2750000, огромный – 3000000.

Лояльность (L): чрезвычайно бедная – 20, бедная – 40, изменчивая – 50, средняя – 60, хорошая – 70, очень хорошая – 80, большая – 100.

M x L=Сумма помощи от города (1.21)

- формула принимает во внимание размеры города и тот факт, сколько болельщиков действительно заботятся о команде. Так, большой город с большой поддержкой болельщиков может привлечь большее количество денег, чем маленький город с низкой поддержкой болельщика.

Вопрос: возможно ли команде с маленьким рынком построить современный стадион? Путь к этому – использование возможностей лиги и входящего в нее совета управляющих. Лиге будет позволено предоставлять всем командам гранты, основываясь на необходимости, и исходя из принципа: команда с меньшим рынком получает больший грант (если за это проголосует большинство управляющих лиги).

- *Рыночный размер* — *Размер гранта (G)*
- *Почти не существующий* - *$160000000 – без ограничений*
- *Ниже среднего – выше среднего* - *$80000000 - $160000000*
- *Действительно большой* - *$40000000 - $80000000*
- *Огромный* - *0 - $40000000*

Кроме того, с одной стороны, командам будет позволено продавать название стадиона за $75000000 (совет управляющих резервирует за собой право называть стадионы так, как он считает нужным и, в большинстве случаев, - это название основного вкладчика в денежно-кредитный фонд строительства стадиона), назовем это ОБОЗНАЧЕНИЕМ ПРАВ (N), с другой - команды должны заложить 10 % общей стоимости вследствие отвода земли, (D). Остальная часть денег будет отсрочена по арендному договору (Y) на период 5, 10, 20 лет. Если неплатежи команды на арендном договоре будут составлять 1 год, то лига будет брать любые деньги команды, (имея в виду штраф) и добавлять 1% дополнительно к вашему арендному договору. Если команда принята новым собственником, или команда находится в большом финансовом бедствии, лига может простить всю или часть суммы арендного договора.

Тогда сумма арендного договора:

$$(M \times L) + G + N + D - C = Y \quad (1.22)$$

Перед началом строительства стадиона, следовало бы:

1. Прежде, чем начнется сезон, команда помещает вопросы по строительству стадиона на обсуждение масс (стоимость, число зрителей, трава или торф, кровля трансформируемая или стационарная, размеры, предоставление гранта, предложение о продаже прав на название и рекламу для желающих и т.д.).
2. В течение сезона массы голосуют за предложение стадиона, уточняют размеры (просят, чтобы владелец переделал их, если есть таковые пожелания), решают, сколько денег дадут в грантах, выбирают название, если необходимо, определяют, сколько даст город (учитывая лояльность и рыночный размер с начала сезона).
3. В конце сезона, если предложение стадиона одобрено массами, то возможно получение средств от продажи городских денежных облигаций и поступление средств от продажи пра на название стадиона. Итак, владелец отдаст 10 % общей стоимости при отводе земли, и строительство начнется.
4. Период строительства.
5. Открытие стадиона - 1-ая оплата по договору аренды - новый сезон

ЭФФЕКТ КАЧЕСТВА СТАДИОНА.

Команды строят новые стадионы по многим причинам и, как правило, чтобы увеличить размеры. Также, увеличение комфорта стадионов могло бы увеличить лояльность болельщика, и их базу и дало бы возможность меньшим командам увеличить доход с посещаемости.

Это становится главной проблемой для большинства команд профессионального футбола и бейсбола: как им делать деньги. Здесь то, что мы предлагаем:

- первоначальный доход увеличится на 100000 долларов для каждой построенной почетной ложи, и если Вы построите их 10, то ваш доход составит 1 миллион долларов. Это будет наличность, которая могла бы помочь маленьким командам.

**** Помните, лояльность к команде, и рыночный размер будут эффективны в случае успешных выступлений.

РЕКОНСТРУКЦИИ СТАДИОНА

- Команда должна строить новый стадион, если она желает изменить ситуацию и не может обойти правила, путем добавления мест или изменения размеров.
- Команды не могут строить новый стадион, если их действующие стадионы имеют возраст мене 15 лет.
- Финансовый чиновник определит возможность выпуска городских облигаций, определит окончательные затраты и ваш процент в арендном договоре, также он будет контролировать арендный договор в течение последующих лет.

Средства усовершенствования.

Число мест для людей со специальными потребностями (инвалидов) будет увеличиваться. Будет установлены новые широкие экраны. Будет иметься большее количество туалетов и душевых, и широкие проходы обеспечат спокойный вход и выход для зрителей.

Символическое проектирование

Овальная форма, волнистая крыша, изогнутые линии - главный мотив таких символических зданий, являющихся архитектурной доминантой.

Учет комфорта для зрителей

Поле и трибуны такого стадиона, предназначенного исключительно для футбола, приблизительно с 40000 мест, являются закрытыми и, таким образом обеспечивают больший комфорт зрителям, чем прежде. К тому же, на одной из трибун в обязательном порядке устанавливается широкий экран для удобства зрителей.

Южная трибуна

Разрез трибун для зрителей

Рассмотрение комфорта для инвалидов

Например, с этой целью футбольный стадион Kashima предлагает 140 мест для пользователей инвалидных кресел и такое же количество мест для их сопровождающих. Также обеспечивает 16 ванн для пользователей инвалидных кресел.

Виды мест	Количество мест
Общие места (включая места для людей со специальными потребностями)	40,030
VIP	500
Обозреватели	150
Средства информации	1,120
Общее количество	41,800

1.3. Классификация конструктивных форм покрытий. Опыт проектирования и возведения (нагрузки, расчет, проектирование, изготовление, монтаж, эксплуатация)

За последние годы, прошедшие с момента издания первой редакции этой книги, европейские и всемирные первенства по футболу, прошедшие в 2002, 2004, 2006 годах, дали мощнейший толчок строительству стадионов новой формации. Наилучшие достижения архитектурной и инженерной мысли, «подталкиваемые» все более ужесточающимися требованиями UEFA и FIFA, воплотились в стадионах новой формации, так называемого уровня «5 звезд», которые представляют собой даже уже не стадионы, как таковые, а многофункциональные культурно-развлекательные комплексы, являющиеся архитектурной, культурной-досуговой и, естественно, спортивной доминантой города, которому они принадлежат.

В таблице 1.3 приведен перечень пятизвездочных стадионов UEFA, которые ниже будут кратко рассмотрены и классифицированы с позиций конструктивного решения покрытия над трибунами, отвечающих содержанию данной книги. Наибольшее число подобных стадионов сосредоточено в Германии – 7. С точки зрения конструктивного решения 36% покрытий представлены балочными и рамными покрытиями, 14% - ванто-балочные покрытия, 18% - подвешенные оболочки и структуры, 25% - стержневые оболочки покрытий, 7% - висячие покрытия (вантовые сети и мембранные оболочки).

Пятизвездочные стадионы UEFA

Таблица 1.3

Название стадиона	Город	Страна	Ассоциация	Вместимость
Amsterdam Arena	Амстердам	Нидерланды	KNVB	51 620
Ataturk Olimpiyat	Стамбул	Турция	TFF	80 000
Olympiastadion	Мюнхен	Германия	DFB	63 573
Camp Nou	Барселона	Испания	RFEF	98 000
O Dragao	Порто	Португалия	FPF	50 000
Ernst Happel Stadion	Вена	Австрия	OFB	50 000
OAKA Spiros Louis	Афины	Греция	FHF	72 080
Olimpico	Севилья	Испания	RFEF	57 631
Feijenoord	Ротердам	Нидерланды	KNVB	52 000
HSH Nordbank Arena *(AOL Arena)*	Гамбург	Германия	DFB	57 274
Hapden Park	Глазго	Шотландия	SFA	52 054
Ibrox	Глазго	Шотландия	SFA	50 500
Jose Avalade XXI	Лиссабон	Португалия	FPF	50 000
A Luz	Лиссабон	Португалия	FPF	65 000
Luzhniki	Москва	Россия	FUR	84 000
Millenium	Кардиф	Уэльс	FAW	72 500
Old Trafford	Манчестер	Англия	The F.A.	67 400

Название стадиона	Город	Страна	Ассоциация	Вместимость
Olympic Stadium	Берлин	Германия	DFB	74 228
San Siro	Милан	Италия	IFL	85 700
Oimpico de Montjuic	Барселона	Испания	RFEF	56 000
Santiago Bernabéu Stadium	Мадрид	Испанія	RFEF	80 400
Signal Iduna Park	Дортмунд	Германия	DFB	67 000
Stade de France	Париж	Франция	FFF	78 782
Vicente Calderon	Мадрид	Испания	RFEF	54 500
Şükrü Saracoğlu	Стамбул	Турция	TFF	50 509
Veltins-Arena (Arena Auf Schalke)	Гельзенкирхен	Германия	DFB	61 481

1.3.1. Балочные и рамные покрытия

Один из проектных вариантов устройства покрытия над трибунами ***стадиона в Лужниках*** представляет собой консольное покрытие с внешними опорами, предусматривает полное покрытие западной и восточной трибун с разрывами в районе северной и южной трибун. Существующие конструкции стадиона не затрагиваются. Конструкции покрытия покоятся на 12 опорах, расположенных по внешнему контуру арены на расстоянии 6 м от наружной оси. Расстояние между опорами около 50 м. Фундаменты под опорами - из монолитного железобетона на основании из буронабивных свай. Опоры - стальные, высотой 45 м. К опорам подвешены главные консольные фермы с вылетом 60 м. Главные фермы имеют, треугольное поперечное сечение и выполняются сварными из труб. Их подвеска к опорам осуществляется в двух точках по длине 16 стальными канатами диаметром 70 мм. Канаты закрытого типа из оцинкованной проволоки с пределом прочности 1200 МПа. Проходя через верх опор, часть канатов, загибаясь вокруг пальцев, выпущенных из опор на 9 м во внешнюю сторону, прикрепляются к опорам у поверхности земли. Эти канаты помогают воспринять изгибающие моменты в стволе опоры. Остальные канаты уходят от верха опоры прямолинейно к земле и закрепляются в монолитных анкерных фундаментах. По главным фермам вдоль трибун укладываются, опирающиеся на них второстепенные фермы, также имеющие треугольное поперечное сечение. Второстепенные фермы покрыты листовым алюминием толщиной 1 мм, соединяемым на монтаже клепкой с прокладкой герметика. В алюминиевом покрытии организуются отверстия, закрываемые светопрозрачным материалом. Покрытие имеет уклон в сторону внешнего контура стадиона. Вода с кровли отводится через подтрибунное пространство водосточными трубами, расположенными у колонн внешнего контура. Для улучшения акустики и защиты зрителей от перегрева предусматривается устройство подвесного потолка. Колонны, главные и второстепенные фермы изготовляются на заводах металлоконструкций отправочными марками длиной 18 - 24 м. Укрупнительная сборка выполняется на строительной площадке. Монтаж конструкций осуществляется двумя башенными кранами: один из них перемещается вдоль внешнего, а другой - вдоль внутреннего контура покрытия. В качестве варианта этой конструкции разработано консольное покрытие с внутренними опорами. Покрытие опирается на существующие конструкции стадиона. Конструкции покрытия состоят из главных консольных ферм, расположенных с шагом 18 м, и опертых на них второстепенных ферм. Главные фермы, опираются на трубчатые стойки, покоящиеся, в свою очередь, на стальных колоннах стадиона, отстоящих на расстоянии 12 м от крайней наружной оси. Концы главных ферм закреплены за крайние колонны стадиона. Колонны,

воспринимающие вес покрытия, должны быть усилены монолитным железобетоном. Усилению также подвергаются расположенные под этими колоннами фундаменты. Анкерные колонны усиливаются тяжами, обеспечивающими их работу на растяжение. Конструкция покрытия по фермам, система водоотвода, мероприятия по улучшению акустики, защите от перегрева, порядок изготовления и монтажа конструкций такие же, как и в варианте с внешними опорами.

К числу недостатков рассматриваемого конструктивного решения можно отнести: 1) покрытие не полностью перекрывает трибунную часть; 2) несущие конструкции промежуточных опор находятся внутри трибунного пространства, что мешает обзору; 3) большая трудоёмкость изготовления анкерных фундаментов; 4) схема работы конструкции приближена к плоскостной и не реализует преимущества пространственных конструкций.

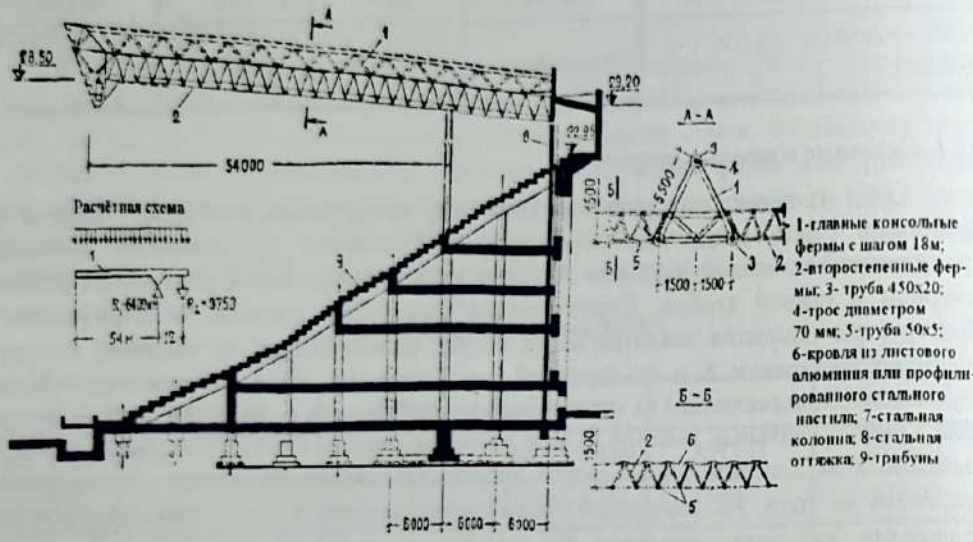


Рис. 1.1. Консольное покрытие с внешними опорами

Спортивный центр Шанхая вмещает 80,000 зрителей [135]. Это сооружение является первой большепролетной конструкцией Китая. Проект был разработан китайскими и американскими инженерами.

Рис. 1.2. Вид сбоку стадиона Шанхай (Китай)

Структурные части покрытия непрерывно, поддерживаются консольными рамами. Покрытие имеет переменную кривизну. Большие стальные фермы запроектированы пролетом до 73 метров. Покрытие перекрывает 28,900 м^2. Пространство между рамами заполнено трапециевидными панелями из прозрачного металло-пластика. Основные несущие конструкции и кровельные панели были смонтированы меньше чем за три месяца. Покрытие располагается по 300-метровому периметру с овальным отверстием в центре. Между собой рамы вдоль отверстия связаны внутренним опорным контуром. Ригели рам покрытия имеют уклон, который направлен к внешнему контуру стадиона. Каркас также снабжен желобом для отвода ливневых вод в радиальном направлении.

Стадион в городе Фукурои (Япония). Строительство этого сооружения закончено в марте 2001 года. Стадион предназначен для проведения футбольных матчей, рассчитан на 50000 зрителей.

Покрытие стадиона в плане представляет собой пологую оболочку на овальном плане. Вдоль малой полуоси покрытие имеет наибольшую стрелу подъема, которая плавно изменяется, двигаясь по контуру к большой полуоси покрытия. Основными несущими конструкция покрытия стадиона являются рамы. Ригель рамной конструкции запроектирован в виде пространственной фермы.

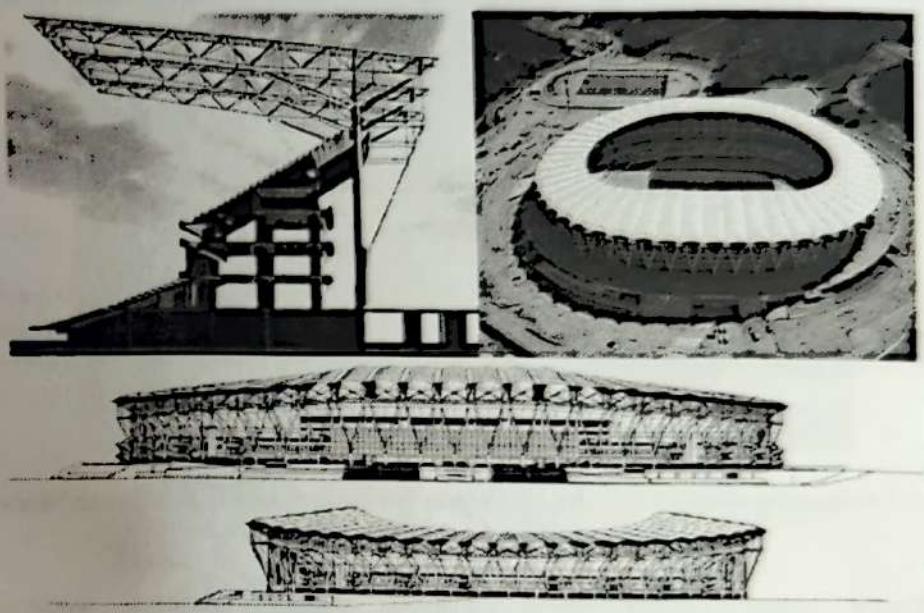


Рис. 1.3. Разрез и план покрытия, вид сбоку вдоль большой и малой полуосей

Ригель к стойке примыкает в трех точках. Причем ригель располагается таким образом, что основная пролетная часть фермы разгружена небольшой консолью. Роль кровли выполняет ряд цилиндрических оболочек изготовленных из полупрозрачного пластика, которые имеют шарнирное примыкание. Консоли рам завязаны пространственной фермой.

С точки зрения монтажа эта конструкция показала себя экономичной. Монтаж конструкций производился, таким образом, на земле монтажники укрупнительную сборку конструкций, после при помощи мощного подъемного крана пространственный блок устанавливался в проектное положение.

Ряд интересных конструктивных решений предложены при проектировании покрытий над трибунами стадионов инженерами-проектировщиками и архитекторами Великобритании.

Стадион Альфреда Макалпина Худдерсфилд, Великобритания [109]. Заданием команде проектировщиков было спроектировать стадион на 25000 мест. Стадион открыт в 1994 г с двумя продольными трибунами на 20000 мест, и небольшой стоянкой. Вскоре последовало (строительство) южной трибуны, вместе с полем для гольфа, и далее стоянки. Строительство трибуны Panasonic начато в 1997 г.

Овальная в плане форма стадиона диктуется прямоугольным футбольным полем. Размеры овала выбирались из расчета максимального расстояния, с которого зритель может воспринимать происходящее действие на поле. Овальная форма была сформирована из четырех сегментов в форме долек апельсина.

Наиболее отличительные элементы стадиона - арочные трубчатые стальные фермы,

часто упоминаемые как фермы-бананы из-за их формы. Формы этих призматических структур различны на каждой из трибун стадиона. Ферма трибуны Panasonic выгнута выше, это необходимо для размещения приспособлений освещения. Фермы трибуны килнер - банк запроектированы более гладкими, чтобы обеспечить большую защиту от атмосферных воздействий и защитить от прямых лучей солнца. Фермы двух продольных трибун каждая пролетом приблизительно 140 м и весом приблизительно 78 тонн каждая. Два концевых ригеля стадиона приблизительно 85 м пролетом и весят приблизительно 40 тонн каждая. Верхние два пояса ферм 900 мм в диаметре, нижние 600мм такие размеры элементов обеспечивают устойчивость и удобство, для установки материалов кровли.

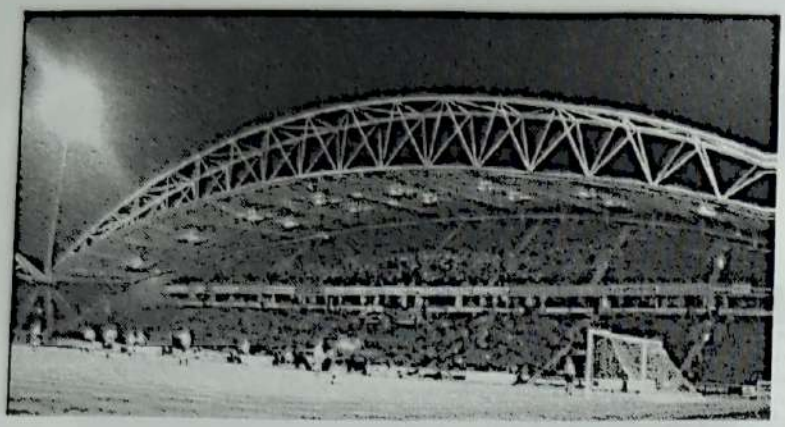


Рис. 1.4. Основные несущие конструкции фермы бананы стадиона Альфреда Макалпина Худдерсфилд (Великобритания)

Фермы опираются на бетонные оголовки, каждый оголовок имеет четыре сигарообразные опоры (рис. 1.6). Оголовок стойки представляет ромб в сечении. Реакции угловых опор составляли более 7000 кН. Монтаж конструкций производили постоянно восходящим потоком (ПВП).

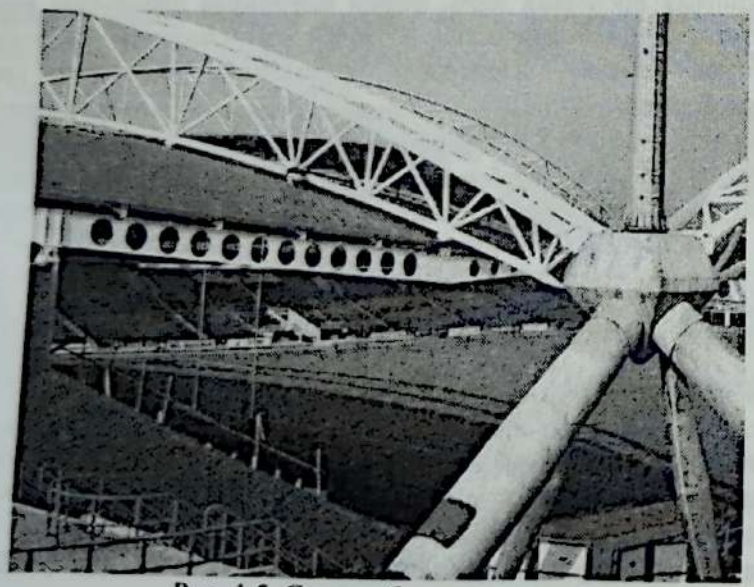


Рис. 1.5. Сигарообразные опоры

Реконструкция стадиона Мюррейфилд (Эдинбург, Великобритания) [127]

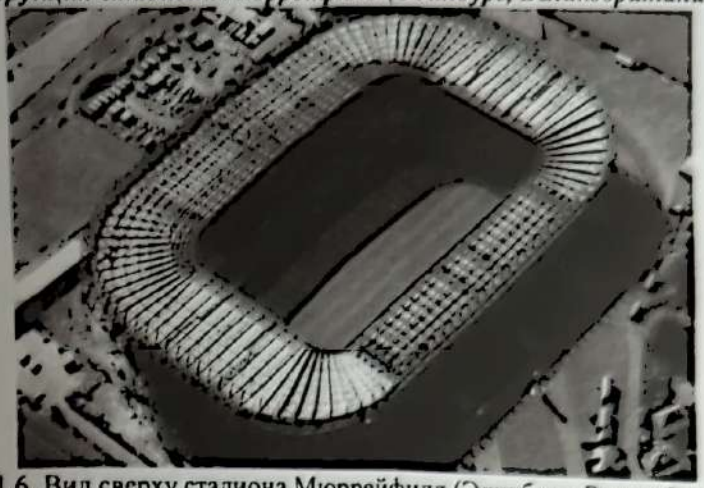


Рис. 1.6. Вид сверху стадиона Мюррейфилд (Эдинбург, Великобритания)

Основными несущими конструкциями стадиона являются рамы, выполненные в виде плоских ферм. Кровлю обеспечивают профилированные металлические листы, которые подвешены к нижнему поясу консольных ферм. Конструкция покрытия северной и южной трибун включает в себя 43-метровые консольные фермы.

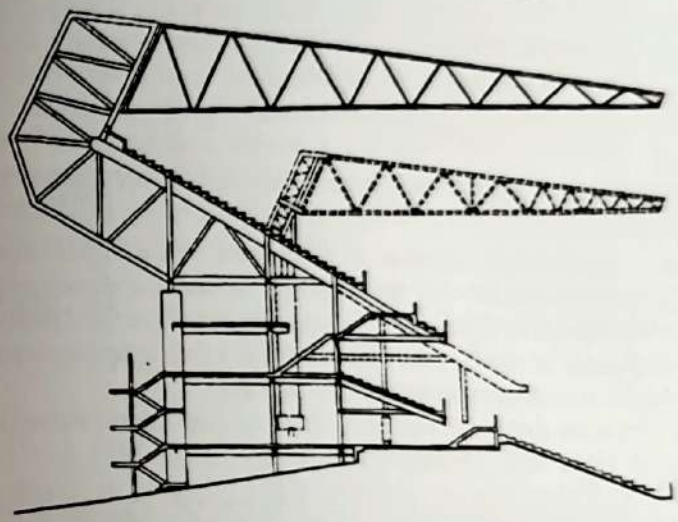


Рис. 1.7. Консольные фермы покрытия

Пролет западной трибуны составил 48.5 м. Так как конструкция стадиона состояла из большепролетных ферм, а информации о работе таких систем на момент проектирования было мало, особое внимание уделялось ветровой нагрузке, в частности ее влиянию на динамическую устойчивость строения. В связи с этим было проведено ряд испытаний в аэродинамической трубе. Данные, полученные в результате испытаний в аэродинамической трубе, использовались для компьютерного анализа, чтобы смоделировать характеристики конструкции при циклической нагрузке. В результате применение спектров сил от испытаний в аэродинамической трубе было получено циклическое перемещение на конце консоли ± 20 мм. Это соизмеримо с максимальными прогибами от статической нагрузки для передней части северной и южной трибун от воздействия ветра и снега на 350 мм вверх и 200 мм вниз соответственно. Поскольку собственная частота навесов над северной и южной трибунами была порядка 1.1 Гц, было принято решение, что крыши, имеющие собственные частоты больше чем 1 Гц, будут

достаточно жесткими, чтобы избежать возбуждения от ветра.

Ниже приведены некоторые сведения о пятизвездочных стадионах УЕФА, в которых перекрытия над трибунами выполнены по балочной или рамной схемам, а также конструктивные решения покрытий известных стадионов, не попавших в этот ряд, но представляющих большой интерес для специалистов.

КАМП НОУ

Расположение	Барселона (Испания)
Строительство	Март 1954 – сентябрь 1957
Вместимость	98,772
Собственник	ФК «Барселона»
Поверхность	Трава (105 x 68 м)
Стоимость строительства	288 миллионов песет
Архитекторы	Francesc Mitjans-Miró, Lorenzo García Barbon, Josep Soteras Mauri

Камп Ноу - футбольный стадион в Барселоне, столице испанской Каталонии. Вместимость 98772 зрителя делают его крупнейшим пятизвездочным стадионом Европы, домашней ареной ФК Барселона. Прежнее официальное имя *Estadi del Барселона* (Стадион ФК Барселона) действовало до 2000 г., когда акционеры клуба проголосовали за изменение официального имени на популярное прозвище – Камп Ноу.

Барселона переросла и старый стадион, Камп де Лес Кортс, насчитывавший 60000 зрителей, и прежний Камп Ноу, построенные между 1954 и 1957, и спроектированные архитекторами Francesc Mitjans-Mirp, Lorenzo Garcca Barbon и Josep Soteras Mauri. Вместимость изменялась от 17000 в день ее открытия до 120000 в день Чемпионата Мира ФИФА 1982 г., а затем снижения до 99000 в конце 90-х в связи с изменением требований УЕФА.

Инфраструктура стадиона включает в себя магазин памятных вещей, мини-площадки для тренировочных матчей, и часовню для игроков. На стадионе расположен наиболее посещаемый объект Каталонии Museu del Barca, который посещает около 1200000 посетителей в год. Музей был торжественно открыт в 1984, в нем представлены 1420 экспонатов об истории ФК Барселона, из которых 420 – спортивные трофеи.

В честь 50-й годовщины стадиона, клуб объявил международный тендер для архитекторов на проект реконструкции стадиона. Целью проекта было превращение стадиона в интегрированную и максимально привлекательную городскую среду. Не настаивая на существенном увеличении количества посадочных мест, архитекторы должны были «укрыть» не менее 50% зрителей. 18 сентября 2007 г. британский архитектор Норман Фостер и его компания были выбраны для перестройки Камп Ноу. Планами предусмотрено увеличение вместимости на 10000 мест при ожидаемой сметной стоимости реконструкции €250 млн.

ESTADI OLÍMPIC LLUÍS COMPANYS

Стадион **Olempic Llucs Companys** (когда-то известно как **Estadi Olempic de Montjuïc**) также располагается в Барселоне (испанской Каталонии). Построенный в 1927 г. для ЭКСПО-1929 (и для участия Барселоны в конкурсе на Олимпийские Игры 1936 г., которые затем прошли в Берлине), он был перестроен в 1989 г., чтобы стать главным стадионом Летних Олимпийских игр 1992 г. Стадион расположен на Montjuic, большом холме на юго-западе города, с которого обозревается гавань.

Стадион назван в честь бывшего президента Generalitat de Catalunya, Lluis Companys i Jover, который был казнен в соседнем замке в 1940 г. режимом Франко. Стадион имеет вместимость 55926 (70000 во время Олимпийских игр 1992 г.), и служил домашней ареной RCD Espanyol начиная с 1998 г. и команды Barcelona Dragons American Football по американскому футболу до 2003 г.

ХАМПДЕН ПАРК

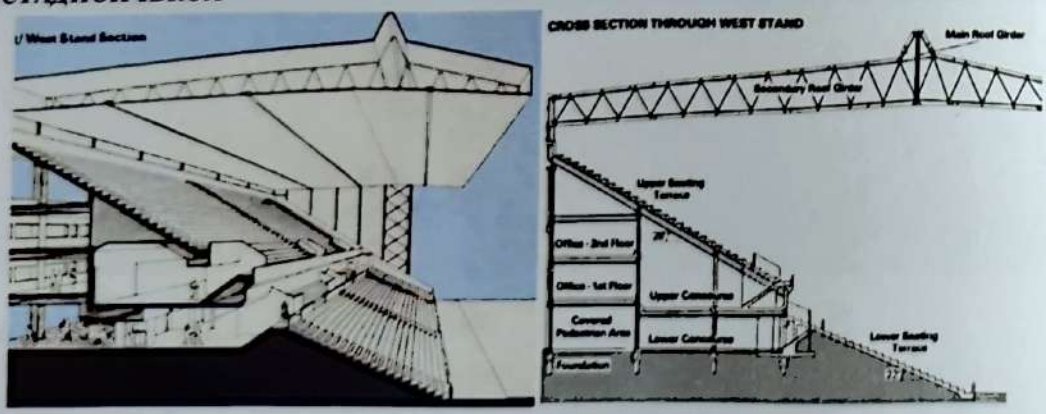
Hampden Park

Расположение	Глазго (Шотландия)
Открытие	1903
Реконструкция	1999
Вместимость	52103
Собственник	Queen's Park F.C.
Оператор	Hampden Park Limited
Поверхность	Grass pitch

Хампден Парк в Глазго - шотландский национальный футбольный стадион. Он является домашней ареной ФК Queen's Park и национальной сборной Шотландии. Хампден является одним из «домов футбола» и отпраздновал столетие 31 октября 2003. На стадионе также размещены офисы Шотландской Футбольной Ассоциации. Планируется, что во время Олимпийских игр-2012 он также примет игры ранних стадий Олимпийского футбольного турнира.

Стадион был повторно открыт 14 мая 1999 г. после прошедшей в 90-х годах реконструкции, выполненной с целью улучшения безопасности и защиты зрителей от шотландской непогоды. Настоящая его вместимость составляет 52103 зрителя.

СТАДИОН IBROX



Расположение	Глазго (Шотландия)
Открытие	1899
Вместимость	51082
Собственник	ФК «Глазго Рейнджерс»
Поверхность	Трава
Архитектор	Archibald Leitch

Стадион Ibrox, первоначально Парк Ibrox, - стадион ФК Рейнджерс, расположенный на южной стороне р. Клайд (Глазго, Шотландия). Как один из самых старых и наиболее вместительных стадионов Британии, как место двух главных бедствий и как один из представителей первой волны стадионов Британии, на которых все места сидячие, Ibrox в 1987 г. был объявлен стадионом исторического значения.

Ibrox включает в себя четыре трибуны, спроектированные с использованием конструкции в виде «стойки ворот», в которой большие портальные рамы поддерживают перпендикулярные балки, на которых располагается облегченное кровельное покрытие. Восточная трибуна стадиона (трибуна Копленда), была завершена в 1979 и первоначально вмещала 7500 зрителей (позже увеличена приблизительно до 8000). Аналогичная западная трибуна (трибуна Брумлона) построена в 1980 г. В 1981 г. завершено строительство северной трибуны (трибуны Гована) спроектированная подобно Копленду и Брумлону, охватывающая два яруса размещения, но рассчитанная на 11000 зрителей. Спроектированные в виде отдельных сооружений, три трибуны были с середины 90-х годов затем связаны между собой двумя дополнительными зонами с посадочными местами в угловых областях между ними.

Главная четвертая трибуна (Южная) ведет свое основание с момента строительства стадиона в 1929 г. На ней размещаются административные офисы клуба, блок корпоративных средств развлечения, комнаты отдыха и раздевалки для игроков, комнату трофеев. Первоначально сконструированная на 10294 мест (больше традиционных 9000), впоследствии она в несколько стадий была перестроена в трехъярусное сооружение, вмещающее приблизительно 21500 зрителей.

В планах реконструкции стадиона рассматривается дальнейшее увеличение до 51900 зрителей, или по непроверенным данным, даже до 57000, главным образом за счет реконструкции угловых зон.

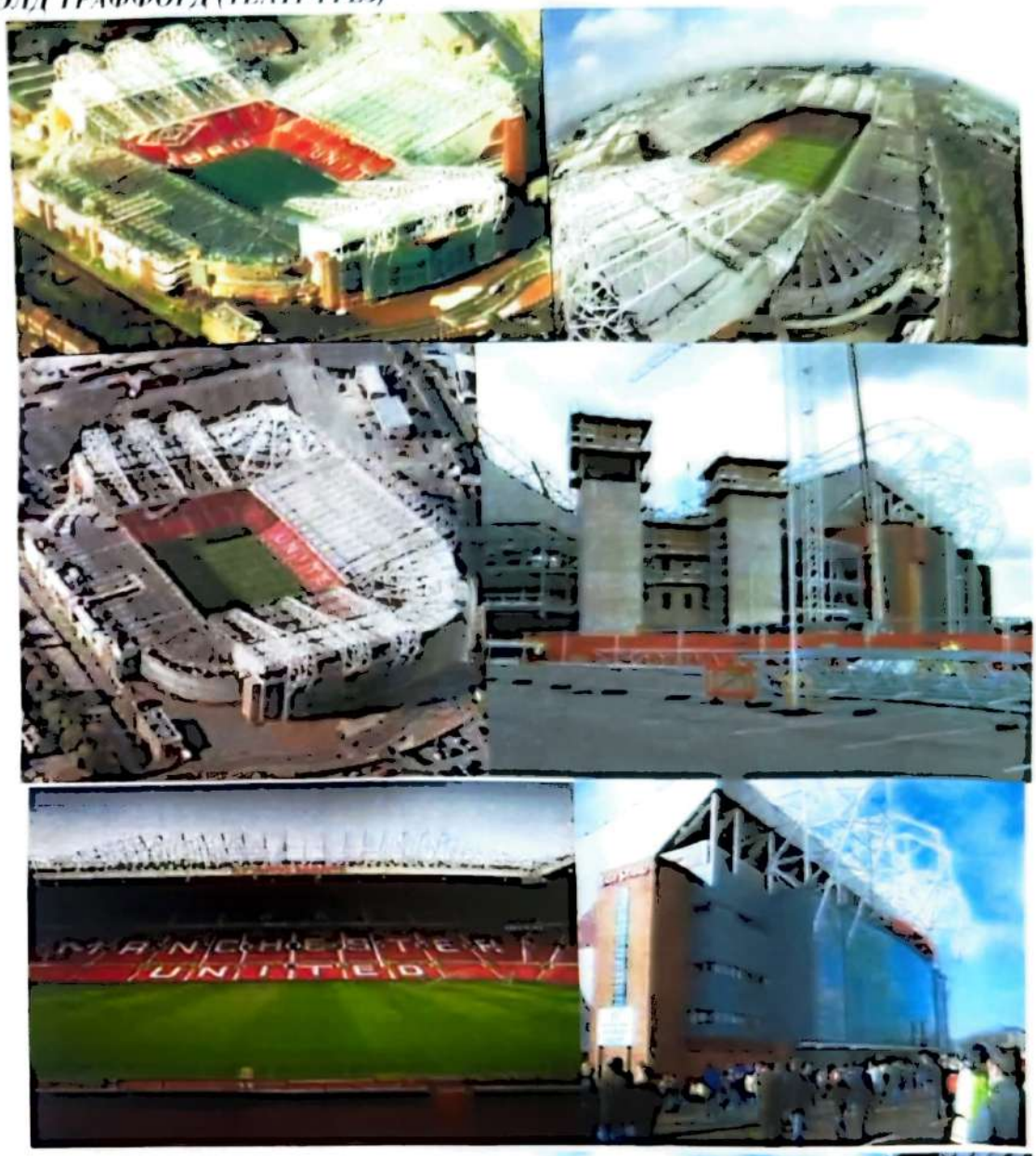
ESTÁDIO DA LUZ

Расположение	Лиссабон (Португалия)
Открытие	25 октября 2003
Вместимость	65647
Размеры поля	105 x 68 m
Собственник	Спортивный клуб «Бенфика»
Поверхность	Трава
Стоимость строительства	$133 млн.
Архитектор	Damon Lavelle

Стадион **da Luz** (сокращенно IPA), официальное название **Estádio do Sport Lisboa e Benfica,** и обычно неправильно переводимый, как **Стадион Света,** - футбольный стадион в Лиссабоне (Португалия), домашняя арена СК «Бенфика». Болельщики «Бенфики» его также называют *Catedral* ("Собор").

Предыдущий стадион «Бенфики» (также названный "Estadio da Luz и один из крупнейших стадионов в мире с 120000 мест) был снесен и новый объект строился для европейского турнира с официальной вместимостью 65647 посадочных мест. Архитектор, Damon Lavelle спроектировал стадион с максимально возможным использованием естественного света, сфокусировавшись на свете и прозрачности, предлагая стимул к названию "Estadio da Luz" (в значении «стадион света» в португальском). Поликарбонатная крыша стадиона позволяет солнечным лучам проникать сквозь нее, освещая стадиона. Покрытие, поддерживаемое угловыми балками (в виде галстука) на четырех стальных арках, кажется, парит над основными трибунами. Арки, вздымаясь на 43-метровой высоте, как бы завершают облик стадиона, замыкая волны 3-х ярусных трибун.

ОЛД ТРАФФОРД (ТЕАТР ГРЕЗ)



Расположение	Манчестер (Англия)
Строительство	1909-1910
Вместимость	76212
Собственник	ФК «Манчестер Юнайтед »
Стоимость реконструкции	£60 млн.
Архитектор	Archibald Leitch

Олд Траффорд (или **Театр Мечты** - это прозвище придумал Сэр Бобби Чарльтон) - домашний стадион Манчестер Юнайтед. Стадион, располагающейся в районе Траффорд в Манчестере, является домашей ареной Юнайтед с 1910 года с небольшим перерывом с 1946 по 1949 год. Тогда Олд Траффорд восстанавливали после Второй Мировой Войны, стадион пострадал от бомбежек немецкой авиации, а игроки Юнайтед выступали на Мейни Роад - домашней арене клуба Манчестер Сити.

Олд Траффорд - второй по вместимости футбольный стадион в Англии, он уступает только Нью-Уэмбли. "Театр Мечты" вмещает 76000 зрителей, УЕФА присвоило ему статус пятизвездной арены. Проект выполнен известным шотландским архитектором Арчибальдом Лейтом, которым спроектированы стадионы Hampden Park, Ibrox Stadium, Highbury, Craven Cottage и White Hart Lane. Так как Нью-Уэмбли принимает только матчи сборных, Олд Траффорд - самый вместительный клубный стадион Англии. Это стало возможным, благодаря серьёзным реконструкциям стадиона, которые были проведены в последние годы. Совсем недавно, весной 2006 года, завершилась последняя из них на сегодня: были пристроены угловые сектора около северной трибуны, в результате чего, вместимость увеличилась на 9000 мест. В дальнейшем, планируется расширение стадиона до 96000 мест.

ОЛИМПИЙСКИЙ СТАДИОН (БЕРЛИН)

Расположение	Берлин (Германия)
Строительство	1934-36
Реконструкция	1974, 2004
Вместимость	74228
Размеры поля	105 x 68 м
Собственник	Olympiastadion Berlin GmbH
Оператор	WALTER BAU-AG/DYWIDAG

Покрытие	Трава
Стоимость: строительства реконструкции	42 млн. рейхсмарок (1936) €242 млн. (2004)
Архитектор	Werner March (1936), Friedrich Wilhelm Krahe (1974)

Olympiastadion (Олимпийский Стадион) - спортивный стадион в Берлине. Настоящий Olympiastadion, окруженный массивом Olympisxer Platz, первоначально строился для Летних Олимпийских Игр 1936 г. Поскольку во время II-й Мировой Войны здание мало пострадало, после войны оккупационное военное представительство Великобритании использовало его в качестве его штаб-квартиры вплоть до 1994 г.

За исключением его использования в качестве Олимпийского стадиона, Olympiastadion имеет сильные футбольные традиции и исторически это - земля клуба Hertha BSC (Берлин).

Во время реконструкции стадиона были использованы 70000 $м^3$ железобетона, 20000 $м^3$ сборного железобетона. 12000 $м^3$ бетона было демонтировано и вывезено, а 30000 $м^3$ натурального камня было отреставрировано. С намерением создать более доступную атмосферу для футбола игровое поле было понижено на 2.65 м; вследствие чего было извлечено приблизительно 90000 $м^3$. Низший ряд трибун стадиона был демонтирован и восстановлен с другим углом наклона.

Стальное покрытие над трибунами общим весом 3500 т, опирающееся на 20 колонн, расширено до 37000 $м^2$. Крыша поднята на отметку 68 м над сиденьями, выполнена из светопрозрачных панелей, пропускающих солнечный свет в течение дня. Условия, связанные со строительством нового покрытия Берлинского Олимпийского Стадиона, были чрезвычайно привлекательными для берлинских архитекторов:

- полная конструкция крыши должна была остаться в пределах границ плана существующего стадиона,
- поскольку объект классифицировался как исторический памятник, его внешний вид должен был максимально сохранен. В то же время, зрителям не должен был препятствовать вид поддерживающих конструкций колонн,
- все работы по реконструкции должны были быть выполнены в период футбольного межсезонья.

Архитекторы остановились на легких консольных стальных конструкциях покрытия, выступающих над трибунами. Они не формируют замкнутое кольцо, но промежуток, открытый посередине и перед исторической Аркой Марафона, позволяет сохранить вид с мест стадиона на Maifeld и Glockenturm в соответствии с пожеланиями сохранения исторического вида памятника. В верхних уровнях трибун 132 внешних стальных опоры и 20 тонких стальных колонн, размещенных в трибунах, имеющих диаметр основания 250 мм, поддерживают конструкции покрытия, парящего над стадионом.

Hightex GmbH Rimsting (Германия) - компания, которая специализирующаяся в текстильной архитектуре, покрыла внешнюю поверхность поддерживающей конструкции 27000 $м^2$ тканой стекловолоконной мембраны в 77 мембранных секторах, имеющей предел прочности вплоть до нескольких тонн на квадратный метр, обладающей высокими эксплуатационными свойствами и минимальным собственным весом. Ключевым преимуществом покрытий из материала PTFE есть, то, что они не требуют ни смягчителей, ни стабилизаторов, которые могут испариться через какое-то время и сделать покрытие хрупким. Полупрозрачность тканого материала в течение светового дня обеспечивает идеальные условия освещения внутренней части стадиона, как зрителей, так и игроков.

Olympiastadion оборудован самой новейшей технологией искусственного освещения и звуковым оборудованием. Он имеет 113 мест для VIP-персон, сеть ресторанов, и два подземных гаража на 630 автомобилей. Полная стоимость

реконструкции составила 242 миллионами евро. Празднования по поводу торжественного открытия нового Олимпийского Стадиона состоялись 31 июля - 1 августа 2004 г. Новый Олимпийский Стадион вместил 76000 зрителей, и стал вторым по величине в Германии после Дортмундского Signal Iduna Park (прежнего Westfalenstadion).

САН СИРО

Стадион Giuseppe Meazza
Стадион San Siro

Расположение Милан (Италия)

Строительство 1925 - 1926

Реконструкция 1989

Вместимость 85700

Размеры поля 105 x 68 м

Собственник Муниципалитет Милана

Поверхность Трава

Стадион **Giuseppe Meazza**, обычно называемый **Stadio San Siro**, - футбольный стадион в Милане (Италия). Это - домашний стадион для двух из трех самых успешных клубов Итальянской Футбольной Лиги: «Милан» и «Интернационал», и один из самых знаменитых футбольных стадионов в мире. Хотя он был официально переименован в честь Джузеппе Меаццы, игрока «Интера» и «Милана» в 30-х и 40-х годах, его до сих пор обычно называют Сан Сиро. Со зрителями, расположенными вблизи поля на крутопадающих трибунах с большой крышей, он рассматривается как имеющий одну из лучших «футбольных атмосфер» в мире.

Строительство стадиона началось в 1925 г. в миланском районе Сан Сиро, который и дал ему настоящее имя. Идея построить стадион принадлежит тогдашнему президенту Милана Пьеро Пирелли, и архитекторы спроектировали стадион только для футбола (в нет никаких легкоатлетических дорожек). Реконструкция стадиона была предпринята в процессе подготовки к чемпионату мира 1990 г. и составила $60 млн. В качестве основных работ по реконструкции были добавлены три яруса зрителей, все места на стадионе стали сидячими, создано покрытие. 11 бетонных башен, расположены по периметру за пределами стадиона. Четыре этих бетонных башни, расположенных в углах, поддерживают новую крышу, которая имеет отличительные выступающие красные ригели.

СТАДИОН ШЕКРЕ САРАКОГЛУ

Fenerbahçe Şükrü Saracoğlu Stadyumu

Размещение	Стамбул (Турция)
Основание	1908
Открытие	1908
Реконструкция	1999 - 2006
Собственник	ФК «Фенербахче»
Оператор	ФК «Фенербахче»
Поверхность	Трава
Стоимость строительства	Неизвестна
Архитекторы	Zehra Aksu, Adnan Aksu Silahtar Ağa Sahası Papazın Çayırı Union Club Sahası İttihat Spor Sahası
Предыдущее название	Стадион «Фенербахче» (1933-1998)
Tenants	ФК «Фенербахче»
Вместимость	50509

Фенербахче Şükrü Saracoğlu (произносимый как "Sheukreu Saraxohlu") - футбольный стадион в районе Стамбула (Турции) - домашняя арена СК «Фенербахче».

Торжественно открыт в 1908 г, перестроен между 1999 и 2006 гг. с увеличением вместимости. Это первый стадион в Турции, спроектированный в соответствии с официальными футбольными правилами.

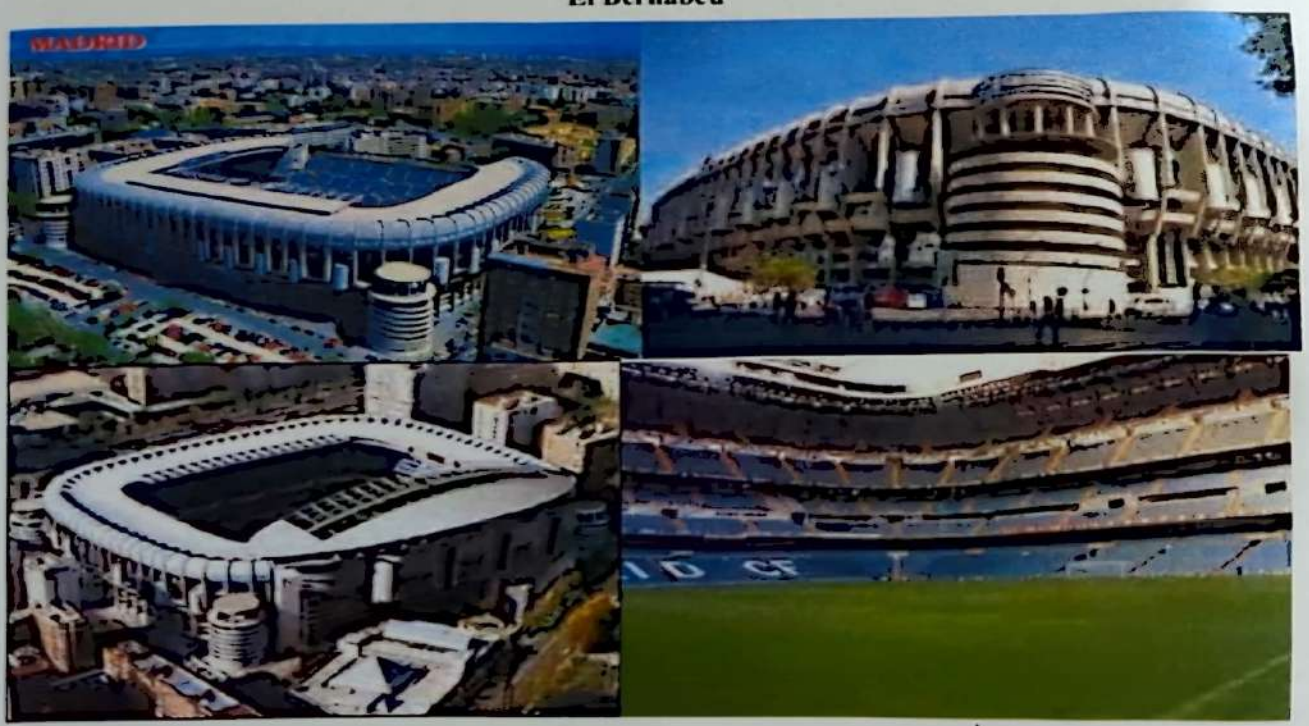
Трибуны "Maraton" могут вместить до 14500 зрителей. Эта трибуна включает в себя боксы (или ложи), которые ежегодно арендуются клубом. Эти коробки полностью оборудованы телевидением, интернет, зонами для работы и деловых встреч, и многими другими «излишествами»; как первого и самого роскошного стадиона в Турции. Напротив трибуны «Maraton» - трибуна «Fenerium» с ее 15000 посадочных мест и роскошью VIP-зоны "1907". В части боксов этой трибуны, каждое место имеет жидкокристаллический монитор позади кресел, чтобы каждый зритель по своему желанию смог насладиться повтором интересного эпизода матча. Трибуны, расположенные за воротами и названные "Migros" и "Telsim" (в честь спонсоров строительства каждой трибуны), имеют 10500 мест. Полная официальная вместимость стадиона составляет 50509 зрителей.

Название стадиона было заменено еще раз в 1998 на Фенербахче Şükrü Saracoğlu, в честь легендарного председателя ФК «Фенербахче» и 6-го турецкого Премьер-министра Fenerbahce's Шекре Саракоглу. В 1999 г. стартовал самый поздний этап реконструкций и повышения вместимости, который финишировал в 2006 г. Фенербахче Şükrü Saracoğlu - один из двух стадионов Турции, которая построен в соответствии с 5-звездными критериями УЕФА, и продолжает быть единственным турецким стадионом с 5-звездами, принадлежащим определенному клубу.

САНТЬЯГО БЕРНАБЕУ

Estadio Santiago Bernabéu

El Bernabéu



Размещение	Мадрид (Испания)
Открытие	14 декабря 1947 г.
Собственник	«Реал Мадрид»
Оператор	«Реал Мадрид»
Поверхность	Трава
Архитекторы	Manuel Muñoz Monasterio Luis Alemany Soler Antonio Lamela (Расширение)
Предыдущее название	Estadio Chamartín (1947-1955)
Вместимость	80400

Сантьяго **Bernabeu** - футбольный стадион в Мадриде (Испансия), домашняя арена королевского клуба «Реал» (Мадрид). Земляные работы начались 27 октября 1944 г.. Первоначально названный Estadio Chamartin в честь предыдущего мадридского стадиона, он был торжественно открыт в декабре 1947 г. «Реал» (Мадрид) официально дал ему настоящее имя, стадион Сантьяго Бернабеу, 4 января 1955 г. в честь президента клуба Сантьяго Бернабеу.

Вместимость стадиона изменялась часто, уменьшаясь от 120000 после реконструкции 1953 до 80400 зрителей в 2003 г. (последние стоячие места ликвидированы в 1998/99 в ответ на правила УЕФА, запретившие их использования в матчах, проходящих под эгидой УЕФА). В плане клуба объявлено устройство раздвижной крыши. В 1992 стадион был снова расширен до вместимости свыше 100000 (106500). Стадион был отстроен в известном сегодня виде, в том числе угловые входные башни. Это новое увеличение вместимости приводило к жесткому состязанию с конкурирующим ФК «Барселона», у которого стадион мог бы принять больше зрителей. Это «сражение» было в конечном счете проиграно мадридским «Реалом» в сезоне 1998/1999, когда все стоячие места пришлось превратить в сидячие согласно правилам УЕФА, что приводило к уменьшению вместимости до 74300 зрителей.

Новое обновление почти было закончено, когда реконструкция восточной трибуны увеличила вместимость до 80000 зрителей и сделала стадион полностью накрытым. 14 ноября 2007 стадион был назван элитарным (уровня 5-звезд) стадионом ФИФА, который может принимать финалы УЕФА, Лиги Чемпионов УЕФА, и Кубка УЕФА.

1.3.2. Вантово-балочные покрытия

Стадион Мадейски Ридинг (Великобритания) [108]. Стадион рассчитан на 25000 зрителей. В процессе проектирования было предложено множество вариантов конструктивных решений. Начальная схема была основана на четырехмачтовой конфигурации, с мачтой в каждом углу, поддерживающих четыре главных фермы, каждая пролетом на полную длину каждой стороны стадиона. Эта схема оказалась слишком дорогостоящей из-за ферм, перекрывающих такие большие расстояния. Предложение поэтому видоизменилось на 16-мачтовую схему. Окончательно была принята 12-мачтовая схема, с продольными фермами, подпертыми в каждой третьей части их длины (рис. 1.8). Последнее принятое решение удовлетворило по стоимости и эстетическим требованиям. Навес крыши состоит из стального листа покрытый полихлорвиниловым раствором, нагрузка с кровли передается на обрешетку из холоднокатаных профилей. Обрешетка опирается на главные балки.

Рис. 1.8. Стадион Мадейски Ридинг (Великобритания)

Балочная клетка была выбрана, для того чтобы минимизировать вес и дать крыше ощущение легкости. Покрытие по трем сторонам стадиона плоское, но на западной стороне имеет стрелу подъема 3.0 м в пролете до 110 м. Мачты между собой завязаны при помощи пространственных ферм. Форма главных ферм была предметом детальной разработки и стоимостного анализа. Широкий выбор рассмотренных конструкций был от стальных трубчатых призматических ферм до комплекса тросов обратной кривизны. Окончательная форма ферм включает стальные трубчатые призматические конструкции, перекрывающие приблизительно 30 м между мачтами.

Основные элементы крыши испытывают действие ветра и вертикальной снеговой нагрузки. Ветровое воздействие не до конца изучено, особенно для сооружений такого типа. На ранней стадии проектирования для определения нагрузки были произведены испытания в аэродинамической трубе модели покрытия. Испытания показали, что модель покрытия в основном нагружена ветровыми потоками направленными в противоположную сторону от собственного веса конструкций.

Аналогичное конструктивное решение имеет стадион Сент-Мери (Великобритания), общий вид которого приведен на рис. 1.9.

Рис.1.9. Стадион Сент-Мери (Великобритания)

Крытый стадион олимпийского комплекса в Монреале

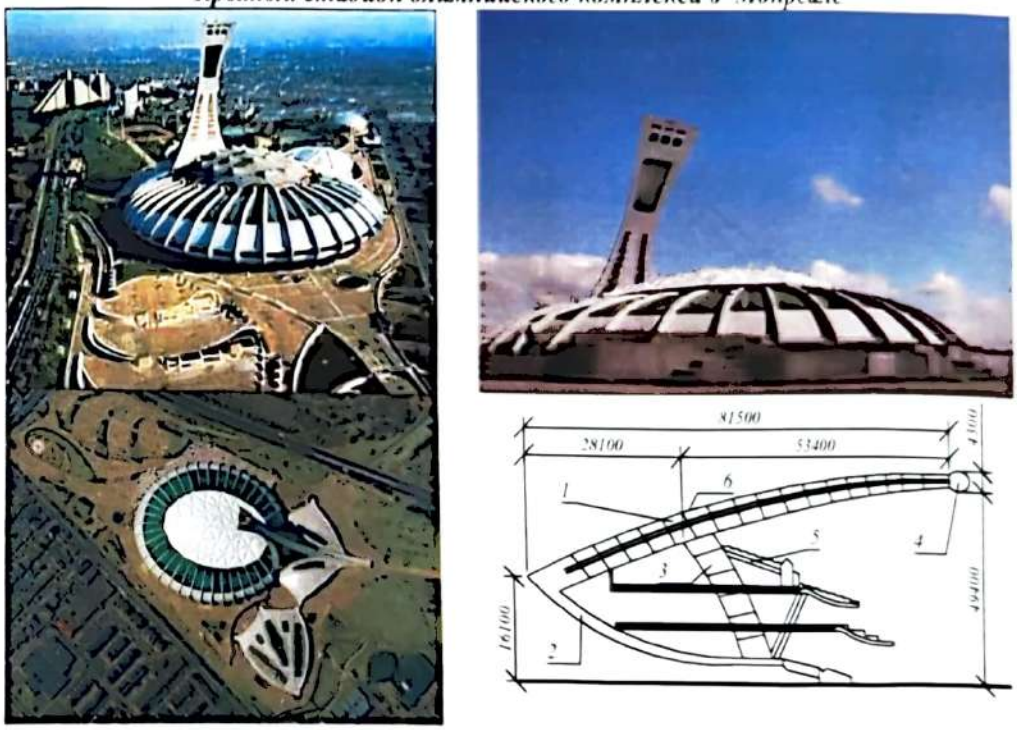


Рис. 1.10. Поперечный разрез конструкции стадиона в г. Монреаль (1 - ригель; 2 - затяжка; 3 - стойка; 4 - кольцевая балка; 5 - трибуны; 6 - покрытие)

Стадион имеет эллиптическую форму в плане размерами по большой оси 490 м, по малой 280 м. Трибуны вмещают от 50 до 70 тыс. зрителей. Покрытие трибун выполнено в виде консольной кольцевой оболочки. Несущими конструкциями трибун стадиона и покрытия служат 34 сборные, преднапряженные железобетонные рамы с криволинейными консольными ригелями вылетом до 50 м. Рамы установлены по контуру сооружения, а свободные концы ригелей, обращенные в сторону спортивного поля, связаны замкнутой кольцевой балкой. Ригель опирается примерно в трети своей длинны на стойку, имеющей также криволинейную форму. Внешний конец ригеля связан со стойкой криволинейной затяжкой. На верхнюю часть стоек опираются конструкции верхних ярусов трибун. Нижняя часть стоек раскреплена конструкциями двух- и трехэтажной обстройки.

Элементы рамы (ригель и стойка), а также кольцевая балка выполнены сборными из отдельных железобетонных блоков, соединённых друг с другом эпоксидным клеем и напрягаемой арматурой. Блоки ригеля имеют трапециевидное коробчатое сечение переменной высоты, увеличивающейся от 0,95 м на конце консоли до 6,0 м в опорном узле. Блоки кольцевой балки имеют полое сечение, близкое по форме к овалу. Максимальная высота сечения около 6,0 м. Внутри кольца размещены технические коммуникации.

Блоки изготовляли на заводе в гибкой криволинейной опалубочной форме, снабженной гидродомкратами. Такая форма обеспечила максимальную совпадаемость контактных поверхностей смежных блоков. Масса блоков изменяется от 160 до 1600 кг.

Промежутки между рамами заполнены железобетонными, ребристыми панелями покрытия толщиной 12 см, шириной 2 м.

Основные недостатки выше рассмотренного конструктивного решения: 1) наличие промежуточной стойки внутри трибунного пространства, что мешает обзору; 2) большая трудоёмкость изготовления железобетонных монтажных блоков вследствие их криволинейной формы и сборки предварительно напряжённой железобетонной конструкции; 3) очень высокая стоимость сооружения (700 млн. долларов), что на одно зрительское место составило 11.6 тыс. долл.; 4) большая масса покрытия.

Одним из 5-ти звездочных стадионов УЕФА, выполненных по схожей схеме является **HSH Nordbank Арена (AOL Арена) (2001-2007)**

Volksparkstadion

Расположение Гамбург (Германия)
Строительство 1951-1953
Реконструкция 1998 - 1999
Вместимость 57,274

Стоимость реконструкции	€97 млн.
Размеры поля	105 м x 68 м
Поверхность	трава
Команды	Hamburger SV(Бундеслига) - с 2000 по настоящее время
Предыдущие названия	Volksparkstadion (1953-2001), AOL Arena (2001-2007), FIFA World Cup Stadium, Hamburg (2006 FIFA World Cup)

Фолькспаркштадион (нем. Volksparkstadion) — главный стадион в г. Гамбурге, домашняя арена «Гамбурга» вместимостью 55 000 зрителей. Был построен 30 апреля 1998 года, по проекту архитектора Густава Оелснера. С 30 июня 2001 до июля 2007 стадион официально называется AOL Arena. В начале 2004 года Европейский союз футбольных ассоциаций принял этот стадион в эксклюзивный клуб "пятизвездочных стадионов".

В мае 1998 HSV решил заменить непопулярный Фолькспаркштадион стадионом нового типа с тем, чтобы не только помочь Германии принять чемпионат мира по футболу, но также и потому, что старый стадион не соответствовал новым нормам безопасности. Старый стадион был полностью демонтирован и новую арену развернули на 90^0, чтобы обеспечить одинаковый обзор для всех трибун и использовать все преимущества солнечного света. Сметная стоимость нового стадиона составила до €100 млн. Новая арена служит в качестве, как футбольной площадки, так и концертного зала. Вместимость стадиона во время футбольных матчей клуба составляет 57274 зрителя, которая, однако, уменьшается до 51500 во время международных матчей, когда «стоячие» сектора северной трибуны превращаются в «сидячие». Лицензия на строительство новой арены была получена 30.04.1998 г..

На 29.03.2007 HSH Nordbank куплено право на название **AOL Арена** за €25 млн., т.к. AOL не продлил действующий контракт и в течение будущих 6 лет стадион будет носить название **HSH Nordbank Арена**.

СТАДИОН ВИНСЕНТЕ КАЛЬДЕРОН

Vicente Calderón

Полное название	Стадион Vicente Calderón
Расположение	Мадрид (Испания)
Строительство	1966
Открытие	2 октября 1966
Реконструкция	1982
Собственник	«Атлетико» Мадрид
Оператор	«Атлетико» Мадрид
Поверхность	Трава
Архитекторы	Javier Barroso, Miguel Ángel, García Lomas
Предыдущее название	Estadio Manzanares (1966-1971)
Вместимость	54851
Размеры поля	105 x 70 м

Стадион Vicente Calderón (по-испански *Estadio Vicente Calderpn*), расположенный в Мадриде (Испания) - домашний стадион футбольного клуба «Атлетико» (Мадрид). Он расположен в самом сердце Мадрида на берегу реки Манзанарес. Вначале стадион был назван *Estadio Manzanares*, но позже название было заменено на Vicente Calderon в честь знаменитого президента клуба «Атлетико».

Стадион Vicente Calderon регулярно принимает международные матчи испанской национальной сборной. Его вместимость 54851 зритель, 5-звездный рейтинг УЕФА получен стадионом в 2003 г. Vicente Calderpn также используется в качестве концертной площадки.

ИНДИАНА ПАРК

Signal Iduna Park

Полное название	Сигнальный Парк Iduna
Размещение	Дортмунд (Германия)
Строительство	1971 - 1974
Открытие	2 апреля 1974 г.
Реконструкция	2006
Собственник	«Боруссия» (Дортмунд)
Архитектор	Planungsgruppe Drahtler

Прежние названия	Westfalenstadion, FIFA Чемпионат Мира Стадион , Dortmund (2006 FIFA Чемпионат Мира Стадион)
Вместимость	80708 (сидячих и стоячих) 67000 (только сидячих)
Размеры поля	105 x 68 м

Signal Iduna Park - название, которое Westfalenstadion получил с декабря 2005 г., и будет носить по июнь 2011 г. Этот футбольный стадион в немецком г. Дортмунд (7-й по величине город Германии) – домашняя арена команды «Боруссия» (Дортмунд), принимавшая, также, ответственные матчи чемпионата мира по футболу 2006 г., в том числе полуфинал. Имеет вместимость 80708 зрителей (стоячие и сидячие), для международных матчей - 67000 (только сидячие). Стадион был назван в честь прежней прусской провинции Вестфалии, которая сейчас является частью немецкой земли Северная Рейн-Вестфалия. Это крупнейший немецкий стадион, установивший европейский рекорд посещаемости в сезоне 2004/2005 г. – 1,4 млн. болельщиков. Известный своей непередаваемой атмосферой, стадион получил прозвище "Оперный дом немецкого футбола".

Расположенный непосредственно напротив Stadion Rote Erde, Westfalenstadion состоит из 4 укрытых трибун, ориентированных по отношению к игровому полю на восток, юг, запад и север. Восточная и западная трибуны (Ost- и Westtribune) ориентированы вдоль длинной стороны поля, а северная и южная (Nord- und Südtribüne) – вдоль короткой.

Первоначально углы между четырьмя трибунами оставались пустыми, зрители предпочитали места под крышей, которая накрыла свыше 80% площади трибун. Восточная и западная трибуны вместили в себя 17000 мест, в то время как 37000 «стоячих» мест размещались на северной и южной трибунах.

Первоначальная вместимость в 54000 зрителей была уменьшена в 1992 до 42800 вследствие ввод в силу новых правил УЕФА, потребовавших преобразования стоячих мест северной, южной и западной трибун в сидячие, и 26000 сидячих мест (23000 которых накрыты) в Westfalenstadion впервые превысили количество «стоячих» мест.

После того, как «Боруссия» (Дортмунд) выиграла национальный чемпионат в 1995 г., Westfalenstadion был расширен еще снова: восточный и западный блоки получили вторые ярусы. Накрытая новой кровельной конструкцией, каждая секция дополнительно увеличилась на 6000 мест, вследствие чего вместимость стадиона была восстановлена до первоначальной (54000), из которой большинство (38500) были защищены покрытием. Победа «Боруссии» в Лиге чемпионов УЕФА в 1997 г. вызвала приток восторженных болельщиков, что привело к необходимости в очередной раз увеличить Westfalenstadion. В этот раз были увеличены южная и северная трибуны, доведя общую вместимость до 68800 зрителей. Южные «стоячие» ряды (где располагались «фаны») стали крупнейшей трибуной такого рода в Европе вместимостью до 25000 человек.

После того, как Германия выиграла кубок мира 2000 года, стало ясным, что Dortmund's Westfalenstadion, дом оперы немецкого футбола должен сыграть ведущую роль в организации турнира. Однако, Westfalenstadion не соответствовал полностью требованиям УЕФА даже в проведении полуфиналов, и следовательно, должен был быть увеличен в третий раз за последнее время. Четыре новых трибуны должны быть построены

для заполнения угловых зон между существующими трибунами, доведя вместимость для международных матчей с 52 тыс. до 67 тыс. зрителей.

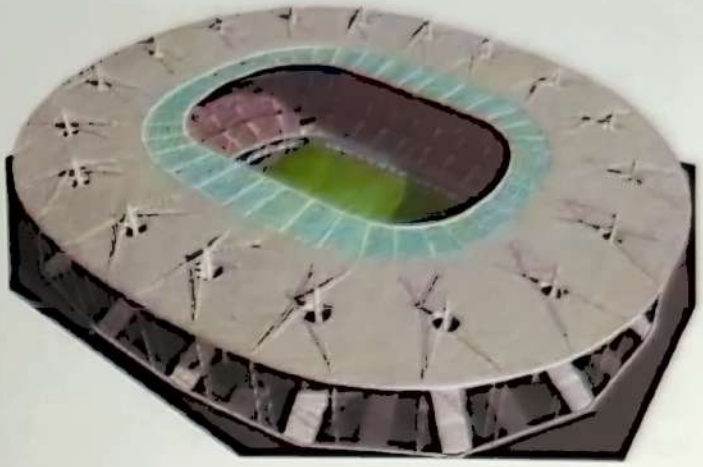
Дополнительно новые угловые элементы снабжались местами для VIP-гостей, увеличивая общую численность VIP-мест до 5 тыс. С целью улучшения обзора поля, существующие внутренние колонны, поддерживающие покрытия, были заменены внешними пилонами, выкрашенными в желтый цвет. В настоящее время, стадион готов принять 80,708 болельщиков (сидячие и стоячие места) в матчах национальной лиги, и 67,000 сидячих мест для международных встреч. Тем самым, характеристики южной трибунами с ее сидячими местами, стали полностью соответствовать требованиям FIFA.

СТАД ДЕ ФРАНС

Стадиал de Франция (Ст. Денис)

Полное название	Stade De France
Размещение	Париж (Франция)
Строительство	1995
Открытик	1998
Собственник	Консорциум Stade de France
Оператор	Консорциум Stade de France

Поверхность	Трава
Стоимость строительства	€285 млн.
Размеры поля	105 x 70 м
Архитекторы	Michel Macary Aymeric Zubléna Michel Regembal Claude Constantini
Вместимость	80000



Стадион де Франс (Франция) - стадион в Сен-Дени (Франция), пригороде Парижа, имеет вместимость около 80000 зрителей. Стадион в настоящее время используется для игры в регби во время Кубка шести наций и других международных соревнований, и футбола (практически каждую домашнюю игру национальная французская сборная проводит на этом стадионе). Стадион, который был построен Bouygues, Dumez и SGE, имеет передвижную трибуну, которая сдвигаться при проведении легкоатлетических соревнований.

Строительство стадиона началось в 1995 г., за три года до Кубка мира по футболу. Стройка поставила перед архитекторами и инженерами множество проблем, вызванных геологическими условиями, существующей городской застройкой и крайне коротким сроком строительства. Однако последующий успех стадиона и его короткая, хотя богатая, история широко известны во всем мире.

Проект Стад-де-Франс был разработан четырьмя французскими архитекторами: Мишель Макари, Эмерик Зюблена, Мишель Режембаль и Клод Константини. Они разработали современное сооружение, с учетом современных требований легкости и универсальности конструкции. Волнообразная форма кровли на эллиптическом плане соответствуют современным архитектурным и техническим достижениям.

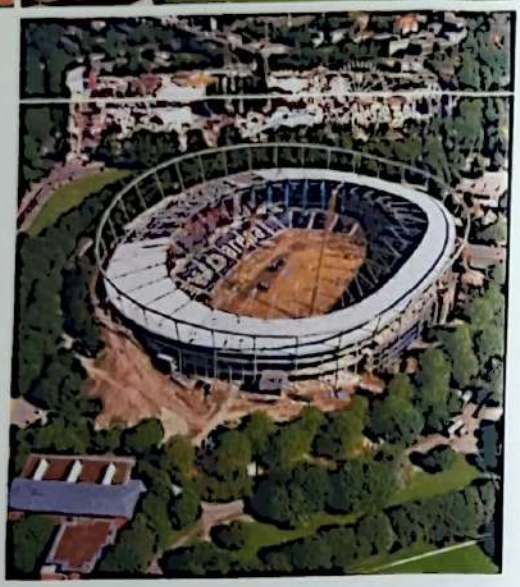
Одним из ключевых принципов архитектурного решения Стад-де-Франса является открытость в сторону города. Архитекторы провели выбор предпочтительного проекта, позволяющего разместить сооружение в условиях городского района, ограниченного прибрежными кварталами. Внутренние опоры размещены на отметках 11 метров ниже цоколя, что позволило смягчить монументальность сооружения. Высота сооружения ограничена 35 метрами.

Покрытие стадиона, расположенное на 42 метра выше газона, представляет собой одно из уникальных решений Стад-де-Франса. Эллипсоидная форма соответствует принятым решениям покрытий спортивных сооружений. Его площадь (6 гектаров) и вес (13 000 тонн) соответствует современному техническому уровню проектирования. Он вмещает 80 000 зрителей с открытой спортивной ареной. Стеклянное покрытие, подвешенное в центре кровли, смягчает контрасты и распределяет естественный свет. Оно фильтрует красные и инфракрасные излучения, но пропускает голубой свет, необходимый для роста газона.

AWD-АРЕНА

Расположение Ганновер (Германия)

Строительство 2004



Собственник Niedersachsenstadion, Projekt- und Betreibergesellschaft mbH, Hannover

Проект покрытия новой AWD-арены в Ганновере разрабатывался архитекторами и Schulitz и Braunschweig инженерами компании RFR (Париж/Штутгарт) в рамках международного конкурса в 2000 г. Команда проектировщиков нашла экономичное и красивое решение, соответствующее сложной геометрии покрытия. Асимметрическая геометрия, вызванная перепадом высот местности и разделением трибун на внешнюю и внутреннюю части, явно просматривается и в проектном решении покрытия.

Это приводит к характерному разделению покрытия на «непрозрачную» и прозрачную части. В конструктивном отношении это дает возможность «пересечь» несущими вантовыми подвесками кровельную поверхность и создать две раздельные системы в виде велосипедного колеса с максимально используемой строительной высотой. 16000 м^2 внешней части кровли выполнены в виде протяженной стальной конструкции с металлической листовой обшивкой. Внутренняя часть кровли опоясывается двумя первоначально растянутыми кольцами и представляет собой гибкую вантовую конструкцию, которая полностью покрыта 11000 м^2 одного слоя ETFE-фольги.

Выбор этого материала был сделан на ранней стадии проектирования, в то время, когда ETFE был практически неизвестным материалом, представляемым клиентам в виде маленьких образцов. Но архитекторы смогли убедить инвесторов и будущих владельцев, реализовать на практике изящную и прозрачную кровлю, и гарантировать, что травяной поверхности поля будут созданы наилучшие условия для роста.

1.3.3. Подвешенные оболочки и структуры

Стадион «Reebok» (Болтон, Великобритания)

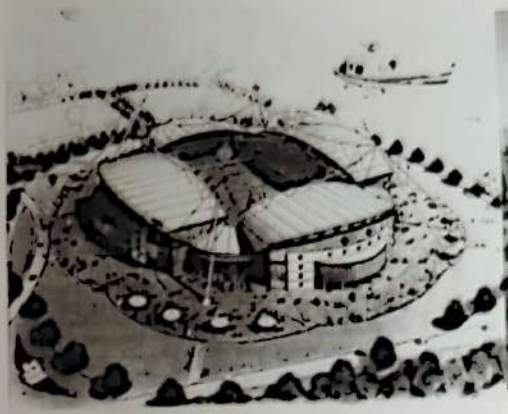


Рис. 1.11. Общий вид стадиона строительства

Рис. 1.12. Смотровая галерея участка

Руководство г. Болтона приняло решение о строительстве нового многоцелевого спортивного стадиона в зоне Лостока в 1995. Был разработан проект стадиона на 25,000 мест стоимостью 35 миллионов фунтов стерлингов на участке Спортивного Комплекса Мидлбрук (см. рис. 1.11).

Строительные работы начались быстро на участке, который фактически расположен в пяти милях от г. Болтон. Новое строительство вызвало большой интереса, и для любопытных была устроена смотровая площадка рядом с участком строительства.

Началу строительства, также, способствовало содействие со стороны премьер-лиги. Стадион окрестили «Стадион Reebok» после того, как генеральным спонсором выступил известный производитель спортивной одежды. Несмотря на то, что за предшествующие 10 лет было построено множество подобных объектов, Reebok установил планку, по которой оценивались все другие. Изогнутые трибуны, красивые поддерживающие конструкции и выразительные пилоны придают стадиону прекрасный внешний, который особенно выразителен при вечернем освещении.

Рис. 1.13. Панорама стадиона «Reebok»

Рис. 1.14. Вид на трибуны стадиона со стороны поля

СТАДИОН МИЛЛЕНИУМ

Расположение	Кардифф (Уэльс)
Открытие	1999
Вместимость	74500
Собственник	Welsh Rugby Union
Покрытие	Трава
Стоимость строительства	£126 млн.
Архитекторы	HOK + LOBB Partnership and WS Atkins

Новый стадион на 72500 зрителей был построен фирмой Джон Лайнг Констракшн в течение трехлетнего периода на ограниченном внутреннем городском участке территории регбийного Кардифф Арм Парка. Он соседствует с рекой Тафф. Чтобы стадион мог принимать другие значительные соревнования помимо регби или футбола, две секции крыши могут перемещаться в поперечном направлении, полностью закрывая зрителей и области поля, формируя всепогодную арену. Эта закрывающаяся крыша – первая такого рода в Великобритании и самая большая в Европе. Качество акустики гарантирует, что шумовые помехи будут сведены к минимуму, а спокойствие соседей будет нарушено совершенно незначительно, и все это создает в пределах стадиона атмосферу, которая привлечет наилучших исполнителей и высоких зрителей к месту встречи.

Архитектор HOK Лобб сбалансировал ряд факторов, чтобы достичь оптимальной конфигурации, которая будет гарантировать, что зрители располагаются близко к полю и имеют превосходный обзор, комфортные места и безопасность. Обеспечивается высококачественное обслуживание для всего семейства, включая рестораны, магазины, бары и предприятия быстрого питания. За сценами, ниже входного уровня залов имеются раздевалки с оборудованием искусственной физиотерапии и медицинских средств обслуживания, офисов, кухонь, камер хранения и стоянки.

Уникальность проекта - полностью пакетированная система сцепляющихся торфяных модулей, которые могут легко быть подняты и заменены, когда изношены или повреждены. Вся система может также быть полностью удалена, чтобы создать одну из самых больших крытых арен в Европе, способную оказать гостеприимство почти любому проводимому внутри событию.

Как выдающееся технологическое здание и как центр городской активности и восстановления, новый Стадион Миллениум может рассматриваться, как один из первых из стадионов "четвертого поколения" - стадион для нового Тысячелетия.

Чтобы обеспечить требуемую вместимость при выполнении пространственных ограничений участка, трибуны выступают за габариты сооружения. Интересное конструктивное решение, необходимое для достижения этого, привело, в свою очередь, к драматичной архитектурной форме.

Конструкция над входом, который располагается на уровне залов, построена из 6500 тонн стальных конструкций. Она состоит из ряда рам, расположенных с шагом 7.3 м.

Стальные рамы опираются на железобетонный фундамент и систему свайного основания.

Для размещения 72500 мест необходимо было, чтобы размеры стадиона превышали приблизительно на 50 метров размеры поля во всех направлениях. Это обеспечило размеры покрытия порядка 220 х 180 метров с вырезом приблизительно 120 х 80 м.

В самом начале, после обсуждений с различными участниками проекта, были приняты следующие критерии:

1. Создать крышу настолько низкой, насколько возможно, для уменьшения воздействия стадиона на смежные здания.
2. Запроектировать край выреза максимально низким для уменьшения затенения поля, принимая во внимание требования по отводу в дренаж дождевой воды.
3. Создавать любые конструкции вокруг края отверстия как можно меньших размеров, также для уменьшения затенения поля.
4. Выполнить галерею вокруг выдвигающейся крыши максимально близко к ее краю с целью контроля водоотводящих коммуникаций, дренажа и механизмов передвижения крыши.

Направление и форма перемещающейся крыши были изначально основной проблемой. Из-за формы плана стадиона, напоминающего мяч, и цели создать крышу возможно наиболее плоской, формы купола были «уплощены» в пользу линейного варианта "скользящая дверь", передвигающейся на прямых рельсах.

Эволюция проекта

Как неподвижная, так и выдвигающиеся крыши обшиты листами алюминия с слоем изоляции толщиной приблизительно 210 мм, которая поддерживается профилированным алюминиевым листом с высотой волны 128 мм. Все это было изготовлено в Хугвенсе и смонтировано Келси Руффинг Индастри Лимитед.

Этот тип покрытия и его вес необычны для стадиона, но были необходимы для соблюдения акустических критериев, отмеченных ранее, и позволяющих вследствие этого проводить ежегодно большее количество концертов.

Поскольку крыша закрывается полностью для специальных событий, которые требуют защиты от ненастной погоды, имеется большое количество необходимых «услуг», подвешенных к крыше. Для обеспечения к ним доступа имеются два кольцевых прохода, располагающихся вокруг стадиона. Первый расположен за открывающимся краем, а второй - в середине стационарной крыши в 24 метрах за границей открытия. Оба прохода поддерживают тяжелое осветительное оборудование поля и громкоговорители весом в 165 кг каждый, вместе с кабелями.

Имеются две перемещающихся секции крыши, которые располагаются одна на север и другая на юг, перемещаясь поверх стационарных крыш. Обе секции - шириной 76 м и длиной 55 м выполнены из 5-ти индивидуальных модулей, шириной каждый 11 м. Модули связаны, преимущественно в концах, с вертикально расположенными скользящими подшипниками. Каждый модуль имеет призматическое сечение и с размером 8 м в центре. Модули имеют возможность двигаться свободно по горизонтали, чтобы приспособить к плану искривление дорожки для передвижения. Подшипники скольжения располагаются выше колес, чтобы реализовать изменения в расстоянии между двумя направляющими рельсами выдвигающейся крыши. Модули выдвигающейся крыши были собраны на уровне земли и подняты на крышу в виде 76 метровых секций.

а) б)

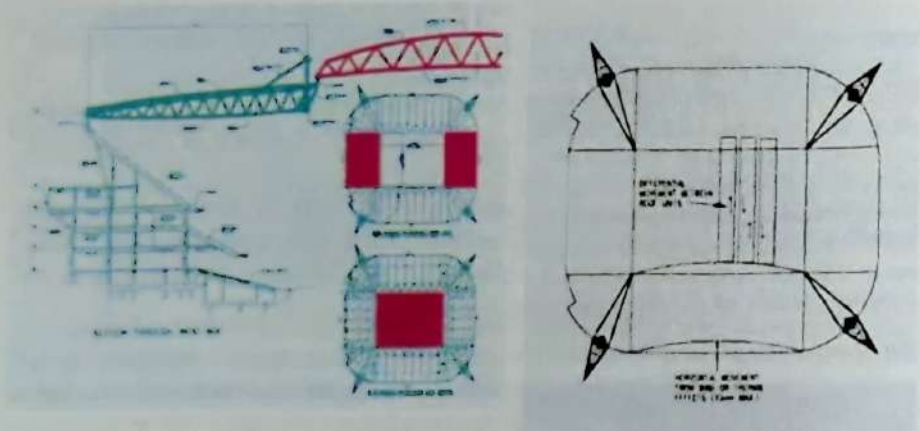


Рис. 1.15. Принципиальное решение покрытия: а – сопряжение стационарной и раздвигающейся частей, б – схема расположения модулей раздвигающейся части крыши

Перемещающиеся секции крыши не имеют никакого привода. Приводящие в действие механизмы установлены на неподвижной галерее и главных фермах. Они находятся на каждой стороне перемещающейся крыши и располагаются по четырем углам отверстия таким образом, чтобы открывать каждую половину крыши, при помощи канатно-блочных систем (см. рис. 1.16). Вся операция открытия (закрытия) занимает 20 минут при скорости движения 2.6 м/мин.

Система гидравлических двигателей и коробок передач обеспечивает привод барабанам при вращении назад и вперед. Независимыми тормозами снабжен каждый барабан. Скорость и приведение в действие полностью управляются компьютером таким образом, чтобы обе секции двигаются в одно и то же время и с одинаковой скоростью.

Рис. 1.16. Канатно-блочные системы механизма передвижения раздвигающейся кровли

Испытание модели покрытия в аэродинамической трубе было выполнено до начала рабочего проектирования с тем, чтобы установить наиболее обоснованные ветровые нагрузки, которые должны быть использованы в расчетной модели конструкции покрытия. Это также дало возможность, также, проверить эффект воздействия нового стадиона на окружающие здания.

Пространственная модель была загружена собственным весом, постоянной, временной и ветровой нагрузками, как по отдельности, так и в сочетании при открытом, закрытом и частично закрытом положении кровли. В результате испытаний были получены самые невыгодные комбинации загружений, дающие максимальные напряжения от действия продольной силы и изгибающих моментов в 2-х плоскостях для каждого элемента покрытия.

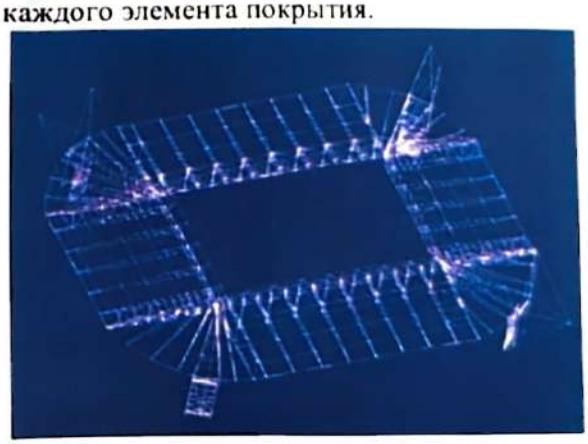


Рис. 1.17. Расчетная схема покрытия

Весь стальной прокат для стадиона был изготовлен в Великобритании компанией British Steel (в настоящее время Corus) и отправлен в Италию для изготовления на заводах компании Costrusioni Cimolai Armando SpAr.

Из-за большого размера всех ферм оказалось необходимым разбить их на транспортабельные отправочные марки размерами не более 5x17 м. Интересно обратить внимание на такой факт, что 75% этих конструкций являлись самонесущими. Поэтому следует учитывать в дальнейшем необходимость сведения собственного веса конструкций к минимуму.

Учитывая, что стальные конструкции после изготовления транспортировалась из Италии в Уэльс, было важно, чтобы узлы соединения между всеми частями были как небольшими, так и эффективными. Во время изготовления вследствие требований транспортировки главная ферма, которая первоначально задумывалась как единая

пространственная призматическая конструкция, была перепроектирована в отдельные плоские фермы.

Еще на ранней стадии было решено следовать простым принципам для соединений:
- узлы сопряжений ферм должны быть архитектурно выразительны, удовлетворять требованиям конструирования, быть пригодными в эксплуатации и экономичными.
- все промежуточные соединения должны быть скрыты, чтобы создать впечатление непрерывной, монолитной конструкции.

В большинстве случаев соединения были запроектированы как фланцевые многоболтовые.

Главный узел, объединяющий главную и второстепенную фермы, мачту и элементы связей, сформирован из одиночной пластины толщиной 100 мм, выполненной из высокопрочной стали. Детали крепления присоединяемых элементов фермы были приварены под заданным углом к центральной пластине для того, чтобы позволить выполнить болтовое соединение. В редких случаях в местах максимального действия усилий сварные соединения выполнялись на строительной площадке.

Конец крепления ванты к вершине мачты, аутригерный конец ванты и базовое напрягающее устройство – все, следуя тому же самому принципу, были приварены к единственной центральной пластине. Использование центральной пластины гарантировало, что распределение усилий по сечению соединения становится более равномерным и возможность возникновения больших локальных изгибающих моментов и поперечных сил сведется к минимуму. Узлы, соединяющие главные и второстепенные фермы, явились наиболее трудоемкими при конструировании. Были рассмотрены различные варианты прежде, чем сформировался окончательный вид узла. В результате пришли к использованию болтовых соединений, как существенно повышающих скорость и снижающих трудоемкость монтажа. Из-за большого диаметра соединяемых труб (770 мм и выше) стало возможным выполнение болтового соединения изнутри. Основные этапы заводского изготовления конструкций показаны на рис. 1.18.

Рис. 1.18. Основные этапы заводского изготовления конструкций покрытия

Большинство трубчатых элементов испытывают высокий уровень напряжений, и потребовалось, действительно, нестандартное решение проблемы. Осевые нагрузки наряду со сдвигом и кручением передаются 4-мя болтовыми соединениями на фланцах, которые, в свою очередь, приварены изнутри к трубам.

Там, где трубы были слишком маленькими для выполнения сварочных работ изнутри, выполнялись временные отверстия для обеспечения доступа к фланцам. Опорные стержни ферм 3-го направления диаметром 355 мм были слишком малы для крепления к этой детали, и для этого стальная крестообразная деталь была вварена в каждую транспортабельную секцию.

8000 тонн стальных конструкций крыши были установлены в проектное положение и оснащены ограждающими конструкциями всего лишь за 10 месяцев. Это стало возможным благодаря примененной технологии проектирования, технологичности монтажных соединений и применения в монтаже крупных монтажных секций (длиной до 50 м), собираемых на уровне земли и монтируемых подъемным краном грузоподъемностью 1800 т. Это позволило избежать использования подмостей и свести к минимуму работы на высоте.

Главные фермы

Две главных части конструкции, обозначенные как главные фермы, расположены по обе стороны поля на севере / юге. Расположенные на высоте 35 м выше уровня поля, они перекрывают всю 220-метровую длину стадиона. Поддерживаются фермы в двух промежуточных сечениях (в углах поля) при помощи вант, крепящихся к угловым мачтам, которые, в свою очередь, фиксируются якорями, расположенным за пределами

стадиона. Имея радиус кривизны верхнего пояса 1067 м, высота фермы изменяется от 4 м в опорных сечениях до 13 м в центре. Диаметр пояса 778 мм в середине и на опорах обеспечивает возможность соединения с вспомогательными фермами и восприятия больших сжимающих напряжений. С одной стороны главные фермы являются опорами и обеспечивают жесткость конструкций перемещающейся части покрытия, с другой – являются опорами частей покрытия, расположенных на восточных и западных трибунах.

Второстепенные фермы

Второстепенные фермы, ориентированные в восточно-западном направлении, пересекают Северную и Южную грани выреза. Они перекрывают всю ширину стадиона в 180 м, а их пояса выполнены из труб диаметром 915 мм в центре и 550 мм на опорах. Опираются каждым концом на конструкции трибун, а в точках пересечения с главными фермами, поддерживаются вантами угловых мачт. Второстепенные фермы обеспечивают опирание концов вспомогательных ферм северной и южной трибун, а также конструктивное решение угловых зон.

Вспомогательные фермы

Вспомогательные фермы поддерживают настил крыши и проходы по стационарной части крыши. Вообще имеется всего 44 фермы пролетом до 50 м. Одним концом они опираются на заднюю часть трибун, а другим – на главные (или второстепенные) фермы, обрамляющие вырез.

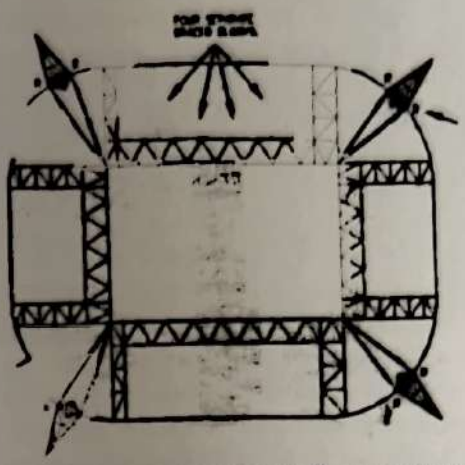
Для достижения хорошего внешнего вида фермы «врезаются» на 4.3 м в местах пересечений с главными или второстепенными фермами по периметру выреза, и только на 400 мм в конструкции трибун. Фермы опираются через подвижные в горизонтальной плоскости опоры по периметру выреза, обрамленного главными и второстепенными фермами. Периметральная ферма, в свою очередь, перераспределяет через концы нагрузку от вспомогательных ферм равномерно на две смежные конструкции трибун.

Конструкции опор гарантируют, что различные горизонтальные сдвиги между крышей и трибунами не будут влиять неблагоприятным образом на любой элемент, например, при действии ветровых нагрузок или температурных деформаций.

Прогоны

Ограждение крыши поддерживается 14-ю линиями прогонов, которые расположены концентрическими окружностями по крыше с шагом 4.0 м. Образованная поверхность подобна своеобразному яйцу с переменными радиусами кривизны в обоих направлениях.

Связи

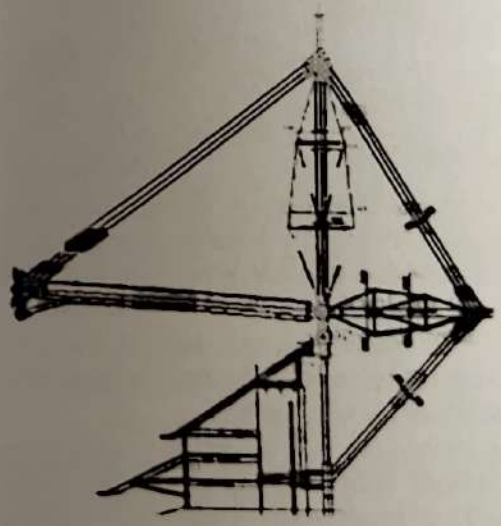


Все элементы стационарной части крыши объединены вместе, образуя, тем самым, единую пространственную конструкцию. Прямоугольная область выреза развязана в обоих направлениях на плане от вершины к уровню основания с целью обеспечения общей устойчивости конструкции (см. рис.). Прогоны при этом исполняют роль связей в уровне верхнего пояса ферм.

Кроме этого, связи поддерживают пути перемещающейся части крыши в стационарном положении. Это требует для связей обоих направлений хорошей работы на кручение при воздействии нагрузки от перемещающейся крыши, прикладываемой эксцентрично по отношению к главной ферме. Угловые «четвертинки», образованные главной и вспомогательной фермами, ограничены сзади секцией крыши (или восточно-западные или между севером и югом).

Угловые мачты

Четыре угловые мачтовые конструкции являются ключевыми элементами как для поддержки крыши в вертикальной плоскости, так и при обеспечении ее общей устойчивости в горизонтальной плоскости. Каждая конструкция мачты выполнена из пары более низких колонн (трубобетон диаметром 1219 мм), которые «сидят» на стальных преднапряженных элементах диаметром 1600 мм заводского изготовления, которые, в свою очередь, опираются на железобетонное основание. На оголовке пары более низких колонн – шарнир сложной конструкции. А-образная мачта опирается на шарнир и поддерживается в проектном положении растянутыми вантами, которые, с одной стороны, поддерживают главную крышу и, с другой, связаны к элементу оттяжки, закрепленному в основании парных сталебетонных колонн.



Значительные усилия растяжения в вантах вызывают сжатие в двух горизонтальных элементах конструкции. Со стороны поля они образуют «мачтовые четвертинки». Пары «мачтовых четвертинок» связаны вместе для обеспечения жесткости и сопротивления продольному изгибу. С другой стороны шарнира (за стадионом) – аутригер А-образной мачты, сделанный из трубы диаметром 915 мм. Труба усилена пространственной конструкцией, чтобы предотвратить провисание аутригера под собственным весом. Это также его обеспечивает продольную устойчивость.

Мачты А-образные мачтовые конструкции возвышаются на 40 м над краем крыши и на 70 м над уровнем земли (74 м над уровнем поля). Каждая нога изготовлена в виде секции овального сечения 915x1415мм в целом, сужаясь до 915 мм в шарнире. Снова, как с аутригерами, конструкция А-образной мачты образована системой оттяжек и распорок.

Вантовая система, хотя произвольно описана как «кабели», фактически образована высокопрочными стержнями 15 мм диаметра.

Отечественный опыт проектирования больше пролетных пространственно стержневых конструкций получил толчок, связанный с проведением Олимпийских игр в Москве 1980 г. Советскими проектировщиками было разработано ряд конструктивных решений ***покрытия трибун большой спортивной арены центрального стадиона в Лужниках***. Вариант предусматривает почти полное покрытие трибун с небольшими разрывами в серединах северной и южной трибун. Существующие конструкции стадиона загружаются по контуру. Несущие конструкций покрытия образуются системой радиальных и кольцевых ферм, составляющих две плоские плиты, соединенные между собой у концов длинной оси стадиона. Стальными канатами плиты подвешены к четырем опорам, расположенным за пределами контура стадиона. К каждой опоре покрытие подвешивается канатами (24 шт.) диаметром 70 мм, объединенными в группы. Горизонтальные составляющие усилий в канатах воспринимаются плитами. Канаты, проходя через верх опор, крепятся к анкерным фундаментам, расположенным на расстоянии около 80 м от опор. Анкерные фундаменты выполняются в виде коробок из монолитного железобетона, стены которых осуществляются методом "стена в грунте", заполняемых грунтом. Опоры, высота которых равна примерно 80 м, выполняются в виде стальной решетчатой конструкции треугольного поперечного сечения. Под опорами - монолитные ростверки на буронабивных сваях. Для монтажа конструкций потребуется установка временных опор на трибунах стадиона. Снятие покрытия с временных опор и регулирование усилий в канатах предполагается осуществлять домкратами, устанавливаемыми в местах анкеровки канатов в покрытии и на анкерных опорах.

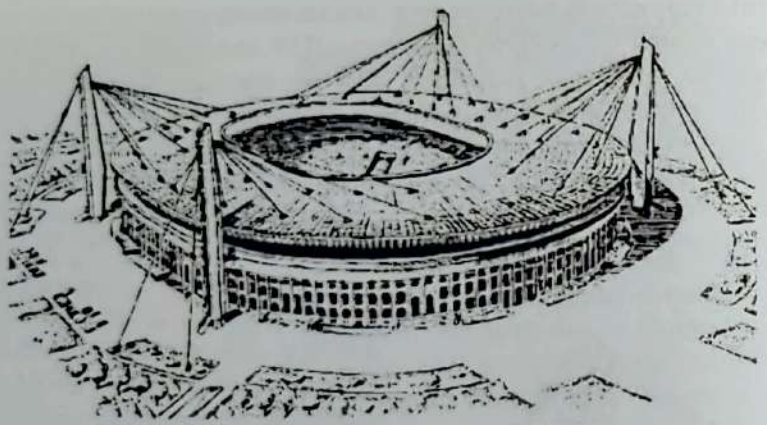


Рис. 1.19. Покрытие, подвешенное к опорам

Основные недостатки выше рассмотренного конструктивного решения: 1) покрытие не полностью перекрывает трибунную часть, 2) несущие конструкции вынесены за пределы стадиона, 3) большая трудоёмкость изготовления анкерных фундаментов, 4) большой расход металла на опоры.

Стадион "Локомотив" (сооружен в 1930-х годах) является домашним стадионом одного из ведущих футбольных клубов России с одноименным названием.

К 2002 году завершились реставрационные работы на 30-тысячном стадионе и прилегающей территории. В настоящее время трибуны спорткомплекса оборудованы отделенными друг от друга пластиковыми креслами. Расстояние между рядами составляет 90 см, что больше аналогичных показателей других московских стадионов подобного класса и позволяет каждому болельщику без труда пройти к своему месту. Обеспечен прекрасный обзор практически с любой точки. Поле отделено от зрительских трибун специальным рвом, что значительно облегчает обеспечение безопасности проводимых матчей. Все опоры стадиона сконструированы в виде буквы "Л" - фирменного знака спортивного клуба "Локомотив".

Рис. 1.20. Вид на трибуны стадиона

Рис. 1.21. Фасад обновленного стадиона

Ниже приведены некоторые сведения о пятизвездочных стадионах УЕФА, а также стадионах, не попавших в этот перечень, но известных своими конструктивными решениями, в которых перекрытия над трибунами выполнены по подвесной схеме.

ОЛИМПИЙСКИЙ СТАДИОН В АФИНАХ

Olympic Stadium

Название	Олимпийский стадион
Местоположение	Афины (Греция)
Команда	АЕК (Афины)
Строительство	1980-1982
Реконструкция	2004 (Олимпийские Игры)
Вместимость	71,030
Поверхность	Трава
Размеры	105 x 70 м
Стоимость	€260 миллионов (Реконструкция 2004)
Архитектор	Сантьяго Калатрава (Реконструкция)

Олимпийский Стадион (по-гречески: **Ολυμπιακό Στάδιο**) - стадион, который является частью афинского олимпийского спортивного комплекса. Он также известен, как **Афинский олимпийский стадион** и **Стадион Спиридон «Спирос» Луис**, названный в честь победителя в марафоне первых Олимпийских игр современности в 1896 г.

Расположенный в районе Афин Maroussi, это главный греческий стадион, принявший все основные спортивные события Летних олимпийских игр 2004 г. (церемонии открытия и закрытия, легкую атлетику, футбол). Максимальная вместимость стадиона составляет 74473 зрителя, но во время Олимпиады вместимость была ограничена 72000, а для легкой атлетики за счет необходимости размещения беговых дорожек она еще снижалась до 56,700 мест. В качестве покрытия поля была смонтирована специальная система дернового покрытия GreenTex ITM, содержащая естественную траву в модульных контейнерах, которыми объединяются ирригационные и дренажные системы.

Стадион первоначально проектировался в 1979 и ускоренными темпами строился в 1980-1982 гг., чтобы принять европейский чемпионат по легкой атлетике 1982 г. Европейских Чемпионата в Атлетике и доказать возможность успешного проведения главного спортивного события современности – Олимпийских Игр. Несмотря на неудачу с проведением Игр-1996, образовавшийся временной промежуток был интенсивно использован: был возведен ряд объектов спортивного комплекса и в том числе подвесное покрытие, спроектированное всемирно известным архитектором Сантьяго Калатравой. Покрытие было завершено вовремя к открытию Игр, и стадион был официально «переоткрыт» 30 июля 2004 г.

СТАДИОН ЭРНСТА ХАППЕЛЯ

Ernst Happel Stadium

Название	Ernst-Happel-Stadion
Расположение	Вена (Австрия)
Строительство	1929-1931 (Реконструкция 1986)
Вместимость	53,008
Команда	«Рапид» (Вена)
Оператор	Wiener Stadthalle Betriebs- und Veranstaltungsgesellschaft m.b.H.
Архитектор	Otto Ernst Schweizer

Стадион Эрнста Хаппеля *(Ernst-Happel-Stadion)* в Вене был известен как **Стадион Пратер-стадиум** *(Praterstadion)* вплоть до 1992 г. Он был построен между 1929 и 1931

годами ко 2-й Олимпиаде рабочих по проекту немецкого архитектора Отто Эрнста Швейцера. Стадион был переименован в честь Эрнста Хаппеля после его смерти в 1992 г. 29 июня 2008 г. он примет финал ЕВРО-2008. Стадион Эрнста Хаппеля - крупнейший футбольный стадион Австрии. Это домашняя арена австрийской футбольной национальной сборной. Использование для матчей австрийских клубов, в общем, ограничивается национальным кубком и международными матчами ФК «Аустрия» и ФК «Рапид» в евротурнирах Лиги чемпионов УЕФА и Кубке УЕФА, поскольку их обычные стадионы не соответствуют требованиям европейских футбольных организаций.

Хотя его нынешняя вместимость составляет только 49825 зрителей, стадиону присвоен уровень «5 звезд» (обычно, не менее 50000), позволяющий ему принять финальные матчи Лиги Чемпионов УЕФА. К чемпионату Европы по футболу 2008 количество мест будет расширено до 53008.

ESTÁDIO JOSÉ ALVALADE

Estádio Alvalade XXI

Расположение	Лиссабон (Португалия)
Открытие	6 августа 2003
Вместимость	50466
Размеры поля	105 x 68 м
Собственник	ФК «Спортинг»
Поверхность	Трава
Стоимость строительства	$89 млн.
Архитектор	Tomás Taveira

Estxdio Josn Alvalade - футбольный стадион в Лиссабоне (Португалия), домашняя арена футбольного клуба «Спортинг», одного из крупнейших в стране. Это - центр целого комплекса, названного Alvalade XXI (который включает аллею и 17-экранный кинотеатр, названный Alvalaxia, плюс спортивный клуб, музей, спортивный павильон, клинику и административное здание), спроектированного португальским архитектором Томасом Тавейрой. Он был классифицирован УЕФА как 5-звездный, с предоставлением возможности приема главных событий УЕФА. Этот стадион, спроектированный на 40000 зрителей, в любое время может увеличить вместимость до 50466 зрителей и обладает прекрасной акустикой, позволяющей проводить основные концерты. Официальное открытие состоялось 6 августа 2003 г. Стадион оборудован подземной стоянкой. Внешние поверхности отделаны разноцветной плиткой. Разноцветные сиденья создают иллюзию постоянной заполненности стадиона.

СТАДИОН УЭМБЛИ

Название	Wembley
Ввод в эксплуатацию	2007
Расположение	Лондон (Англия)
Вместимость	90000

НЬЮ АНФИЛД

Название	Новый Anfield (Стэнли Парк)
Ввод в эксплуатацию	
Расположение	
Вместимость	61000
Владелец	ФК «Ливерпуль

ГАЗПРОМ АРЕНА (ПРОЕКТ)

Название	Газпром-Арена
Ввод строй	2009
Расположение	Санкт-Петербург (Россия)
Вместимость	62200
Владелец	ФК «Зенит»

1.3.4. Стержневые оболочки покрытий

Расположение	Москва (Россия)
Открытие	31 июля 1956
Вместимость	84785
Собственник	ФК «Торпедо» (Москва)
Поверхность	FieldTurf

Результат развития инженерно конструкторского опыта проектирования был воплощен в ряде проектов конструктивного решения покрытия над трибунами ***ЦС в Лужниках г. Москва*** в 1989 г. [26]. Конструктивная схема одного из вариантов описана ниже. Конструкция покрытия содержит стационарную и трансформируемую части. Несущая конструкция стационарной части решена в виде двухслойной сетчатой оболочки. Оболочка очерчена по выпуклой поверхности, образованной вращением плоской дуги окружности R=386,6м вокруг горизонтальной оси, расположенной в продольной плоскости симметрии стадиона. Сетчатая оболочка разбита на ячейки в виде равнобедренных треугольников, основания которых расположены в вертикальных поперечных плоскостях, перпендикулярных продольной оси стадиона. Расстояние между поясами оболочки принято 3 м. Пояса соединены между собой решёткой. Основные элементы оболочки запроектированы из квадратных и прямоугольных замкнутых профилей.

Отправочным элементом каркаса оболочки является пространственный блок с провозным габаритом 3,2x5x3 м, массой до 3 т, благодаря чему наиболее сложный узел пересечения ферм трёх направлений выполняется в заводских условиях, обеспечивающих повышенную точность изготовления и 100%-й контроль качества сварных соединений. Центральное узловое сопряжение в виде пересекающихся по одной оси шести радиальных плоскостей предполагалось выполнить методом электрошлаковой сварки. Монтажные соединения предусмотрены на фланцах, с использованием высокопрочных болтов.

Внутренний и наружные опорные контуры оболочки запроектированы сварными, прямоугольного коробчатого сечения из стали марки 16Г2АФ. Растянутый наружный контур для обеспечения повышенной надёжности и живучести сооружения предварительно напряжён 12-ю пучками стальных канатов диаметром 60 мм.

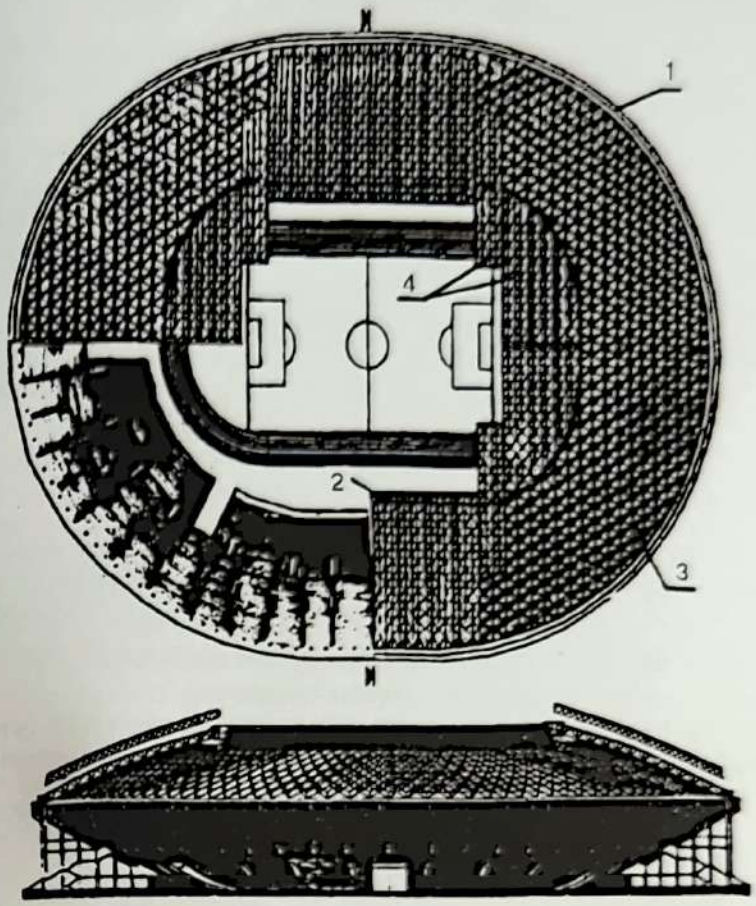


Рис. 1.22. План и разрез покрытия (1 - внешний контур, 2 - внутренний контур, 3 - несущие конструкции стационарной части, 4 - блоки трансформируемой части)

Эти канаты воспринимают около 50% растягивающих усилий контура. Монтажные соединения обоих контуров выполняются на высокопрочных болтах.

Разрабатывались два варианта создания светопрозрачной ограждающей поверхности оболочки. Первый - покрытие из алюминиевых рам, заполненных стеклопакетами из дымчатого стекла, второй - покрытие в виде профилированного настила из стеклопластика. Конструкции обоих вариантов обеспечивали бес прогонное опирание светопрозрачных элементов непосредственно на промежуточные узлы каркаса оболочки.

Монтаж стационарной части покрытия, возможно, осуществлять навесным способом, при котором производится последовательное наращивание несущих конструкций от наружного опорного контура к внутреннему. В этом случае отпадает необходимость в устройстве временных опор и фундаментов под них, появляется возможность использования для монтажа более лёгких кранов, что сохранит от повреждений беговую дорожку и травяной покров арены стадиона. Расход стали на покрытие составил 7680 т.

Реализованный проект перекрытия большой спортивной арены центрального стадиона в Лужниках. Покрытие состоит из стационарной части козырька, закрывающего трибуны, и трансформируемой части, перекрывающей спортивную арену стадиона.

Конструкция козырька стационарной части покрытия решена в виде шарового слоя сферического очертания с ребристо-кольцевой структурой и состоит из следующих основных элементов: наружного и внутреннего опорных контуров, радиальных и кольцевых рёбер, образующих жёсткую пространственную систему. Сверху рёбер размещена металлическая мембрана.

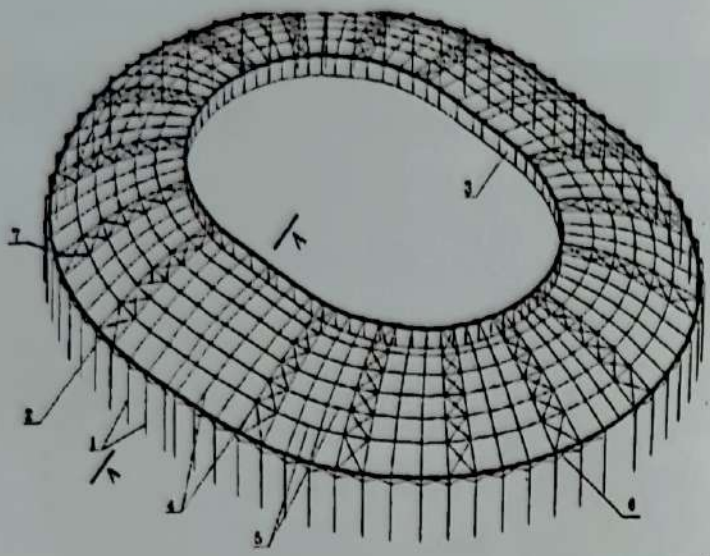


Рис. 1.23. Перекрытие большой спортивной арены центрального стадиона в Лужниках (г. Москва): 1 - колонны внешнего опорного контура, 2 - внешний опорный контур, 3 - внутренний опорный контур, 4 - радиальные элементы, 5 - кольцевые элементы, 6,7 - связевые блоки

Наружный опорный контур коробчатого сечения размерами 4х2 м выполнен сварным, с продольными и поперечными рёбрами жёсткости.

Внутренний контур решён в виде замкнутого прямоугольника сварного коробчатого сечения с габаритными размерами 2х5 м. По длине контур разделён системой диафрагм. Материалом обоих контуров служит листовая сталь марки 09Г2С.

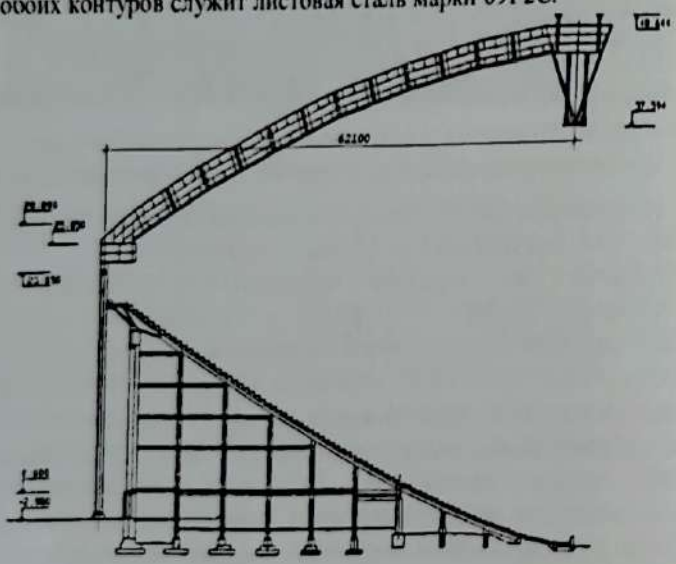


Рис. 1.24. Разрез покрытия

Радиальные и кольцевые рёбра выполняются сквозными и имеют поперечное сечение в виде треугольника высотой 2 м, с вершиной внизу ребра. Пояса рёбер и элементы пространственной решётки выполняются из стальных горячекатаных труб (сталь 16Г2АФ). Сечение верхних поясов - труба 450х20, а нижних - две трубы 325х16.

По верху кольцевых рёбер располагается мембрана из нержавеющей стали 10Х18Н10Т толщиной 2 мм. Мембрана в виде лепестков трапециевидной формы крепится к опорным контурам и рёбрам. Для более полного включения мембраны в работу системы ей задаётся предварительное напряжение. Мембрана помимо ограждающих конструкций обеспечивает устойчивость кольцевых и радиальных рёбер т.к., работая на сдвиг,

выполняет роль крестовых связей. По мембране располагаются теплогидроизоляционные и акустические слои. Между верхними поясами радиальных рёбер устраивается светопрозрачное ограждение.

Купольная форма покрытия обеспечивает естественный наружный водоотвод.

Монтаж покрытия предусматривается в следующем порядке. С помощью двух кранов, один из которых располагается снаружи сооружения, а второй - внутри по периметру беговой дорожки, монтируются наружный и внутренний контуры покрытия. Причём элементы наружного контура устанавливаются непосредственно на имеющиеся колонны, а внутреннего - на временные стойки. К смонтированным контурам крепятся радиальные рёбра, причём возможен случай, когда каждое ребро по длине состоит из двух половин, стыкуемых в пролёте на временных опорах. Затем производится монтаж кольцевых рёбер и раскатка мембраны, по которой устраиваются теплогидроизоляционные слои. Завершается монтаж опусканием опор внутреннего контура, после чего покрытие приобретает проектную геометрию.

Конструкция покрытия рассчитывалась на осесимметричное загружение от собственного веса и снеговой нагрузки, для которой принималось повышенное значение - 1,6 кПа. Оценивалось также ветровое воздействие. Расчётная схема покрытия принималась в виде стержневой ребристо-кольцевой системы с жёсткими узлами сопряжения. Определение геометрии покрытия и его расчёт произведён с применением ЭВМ в геометрически нелинейной постановке. Расчёт выполнялся как с учётом работы мембраны, так и без её учёта. Учёт работы мембраны позволил снизить расчётные силовые факторы (продольные силы, изгибающие моменты) в среднем на 15%.

Расход материалов на покрытие составил 8415т.

Проект стадиона футбольного клуба «Спартак» (г. Москва, Россия)

При разработке фор-проекта стадиона были соблюдены следующие основные требования:

1. Стадион "Спартак" - чисто футбольный с вместимостью трибун - 80 тыс. чел.
2. Все зрительские места накрыты светопрозрачным стационарным козырьком.
3. Над футбольным полем устраивается трансформируемое светопрозрачное тентовое покрытие.
4. Помещения устраиваются под всеми трибунами.
5. Проект должен обеспечивать возможность ввода объекта очередями.

Рис. 1. 25. Аксонометрическая схема покрытия

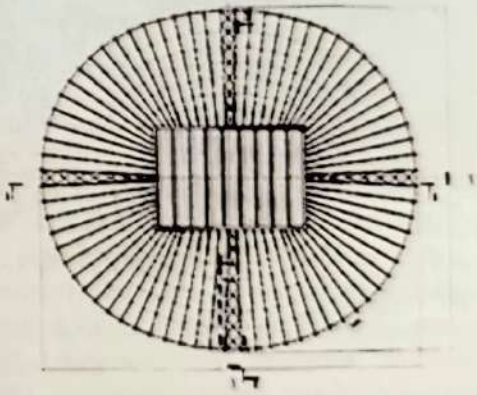


Рис. 1. 26. План металлоконструкций покрытия

Соответственно этим установкам в проектных предложениях выделены очереди строительства:

- футбольное поле с трибунами на 15 тыс.зрителей и подтрибунными помещениями площадью около 10 тыс.кв.м, светопрозрачное покрытие над трибунами (I очередь);

- доведение вместимости до 65 тыс.мест с подтрибунными помещениями, наращивание стационарного козырька, накрывающего трибуны расчетной вместимости (II очередь);
- строительство трибун на полную вместимость (80 тыс.мест), а также трансформируемого покрытия над полем (III очередь).

Предпосылка возведения покрытия стадиона отдельно от строительства трибун определила самостоятельное опирание его на фундаменты. Формы трибун и их вместимость выявили габариты покрытия стадиона и его форму: овал с габаритами 280 х 250 м с прямоугольным отверстием в центре 110 х 70 м. Анализ построенных кольцевых покрытий под трибунами показал основные их недостатки: у висячих систем в виде кольцевых мембран или сетчатых оболочек есть сложности с отводом воды и, как правило, неизбежен значительный подъем опорного контура над трибунами для отвода воды и обеспечения обзора арены с верхних рядов. Выпуклые кольцевые оболочки сильно подъемисты. Это приводит к затенению поля, плохой вентиляции арены и защите зрителей первых рядов от дождя.

Авторы избежали перечисленных недостатков, разделив единую конструкцию на несущую и ограждающую. Ограждающая, в виде стальной балочной клетки со светопрозрачным покрытием, подвешена к несущей и обладает минимально необходимым уклоном для стока воды. Это уменьшает затенение футбольного клуба и заливание передних рядов косым дождем, улучшает вентиляцию арены. Упрощается также устройство прямоугольного отверстия 114 х 76 м над футбольным полем.

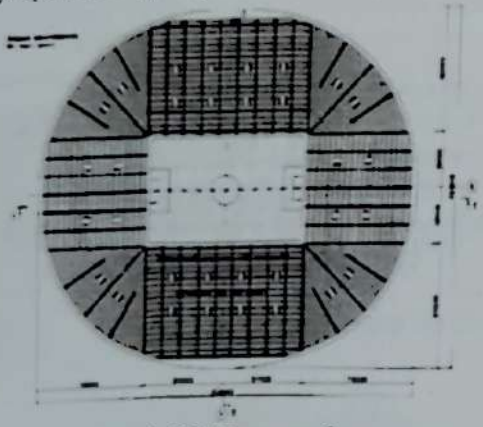


Рис. 1. 27. План трибун

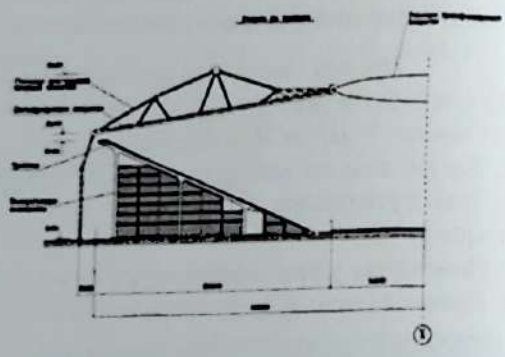


Рис. 1. 28. Поперечный разрез по трибунам и по покрытию

Кольцевые выпуклые покрытия над трибунами стадионов такого масштаба и некруглой формы плана, как правило, имеют значительные изгибающие моменты из плоскости покрытия, что значительно утяжеляет конструкцию. Основная причина утяжеления - принятие для конструкций неоптимальной формы и малая жесткость покрытия в своей плоскости. Так, в покрытии над трибунами стадиона в Лужниках радиальные элементы представляют собой двутавровые балки высотой 2,7 м, а центральное кольцо имеет габариты - 10(h) х 6,1 м. Учитывая сказанное выше, авторы предложили несущую конструкцию покрытия выполнить в виде сетчатой стальной оболочки, состоящей из опорного кольцевого элемента, двух промежуточных внутренних колец, соединенных треугольной решеткой. Практика показала, что оптимизация поверхности сетчатой оболочки на овальных планах заключается, в основном, в депланации ее кольцевых элементов таким образом, что на участках с малой крутизной контура стрела подъема радиального сечения оболочки наибольшая, а на участках с большей кривизной - наименьшая. В данном случае нахождение оптимальной поверхности оболочки велось методом машинного моделирования, заключающимся в "выдувании"

оболочки из плоского состояния с использованием программ, реализующих геометрическую нелинейность.

Для несущей оболочки покрытия стадиона "Спартака" депланация верхнего кольца составляет 3,8 м. Оптимизация формы поверхности оболочки не только сократит расход стали, но и уменьшит ее деформативность. В центре светопрозрачного покрытия по контуру прямоугольного отверстия устанавливается стальная рамка со швелерным сечением габаритами около 4,0x2,5 (h) м. К этой рамке крепится тентовая трансформируемая оболочка. Тентовая оболочка представляет собой подушку с избыточным давлением. Подача в верхнюю часть объема тентовой оболочки теплого воздуха обеспечит таяние снега, что сделает покрытие всесезонным. Монтаж металлоконструкций оболочки предполагается осуществлять на уровне земли и поднимать двенадцатью домкратами в проектное положение.

Большепролётное покрытие общественного здания в г. Маэбаси (Япония).

Большое покрытие здания имеет поверхность двоякой кривизны на эллиптическом плане. Главными несущими конструкциями покрытия служат 34 преднапряжённые стальные решетчатые пространственные секции, десять (рядовых) из которых имеют прямоугольное очертание в плане, а 24 (радиальных) - треугольное.

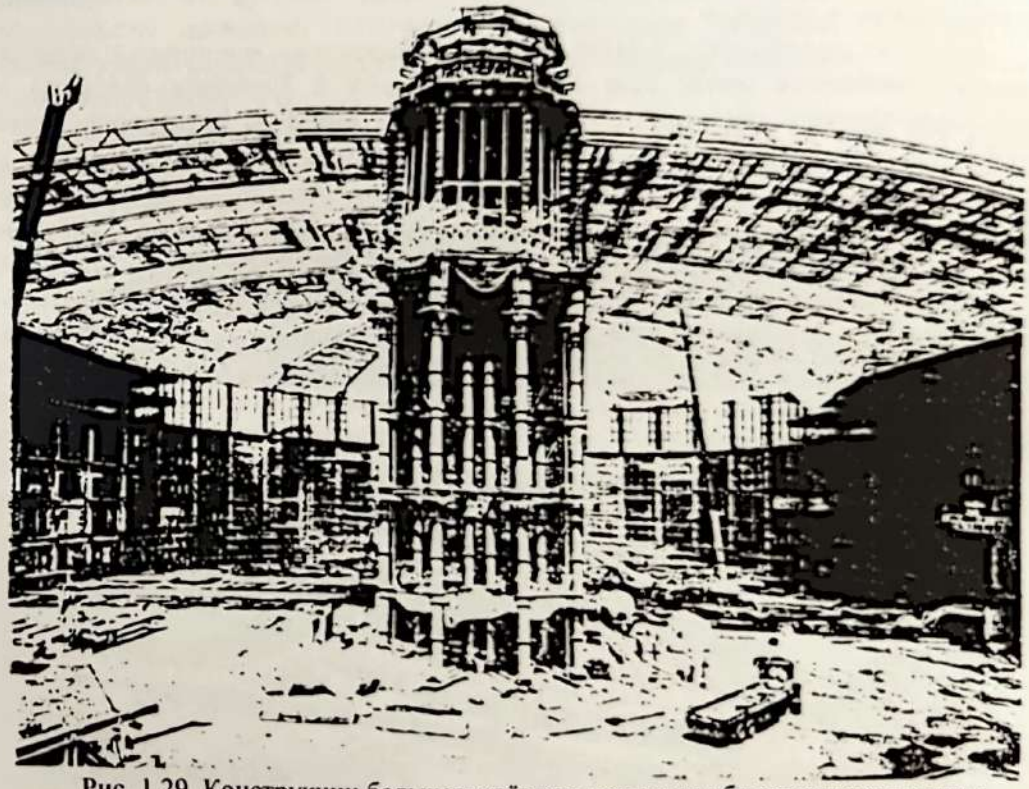


Рис. 1.29. Конструкции большепролётного покрытия общественного здания в г. Маэбаси в процессе монтажа (Япония)

Каждая секция включает две продольные бортовые арочные фермы с треугольной раскосной решеткой, связанные в поперечном направлении элементами решетчатых связевых поясов. По наружному опорному контуру секции связаны решетчатой кольцевой балкой, которая покоится на наружных колоннах. В центральной части покрытия решетчатые секции объединены пространственной решетчатой конструкцией в форме эллиптического цилиндра высотой 15,6 м.

Конструктивной особенностью данного покрытия является способ создания в нём предварительного напряжения. Для этого использованы стальные канаты, закреплённые одним концом в наружной опорной части решётчатых секций покрытия, а другим - в

нижнем поясе центрального эллиптического цилиндра. Напряжение канатов обеспечивает возникновение сжимающих напряжений в решётчатых секциях конструкции покрытия. Таким образом, формируется двух поясная пространственная система, верхним сжатым поясом которой является секция, нижним - канаты. Для напряжения рядовых секций использовано 24 каната диаметром 84 мм, для радиальных - 44 каната диаметром 72 мм. Растягивающее усилие в канате составило 15 и 9,5 кН соответственно канатов использовались 68 домкратов синхронного действия. На период монтажа центральная конструкция покрытия была установлена на временные башенные опоры, а в её верхней части был размещён компьютерный пост, автоматически фиксировавший силы натяжения и обеспечивавший контроль всех монтажных параметров конструкций. Полная автоматизация монтажных работ служила гарантией их качества и обеспечивала высокую скорость возведения. В сравнении с традиционными методами возведения скорость монтажа в данном случае возросла в 10 раз. При этом процесс напряжения канатов занял всего 3 дня. Проект сооружения разработан фирмой "Мацуда Харата Сакамото", конструкция покрытия и способ монтажа - фирмой "Симидзу Кэнсэцу".

Основные недостатки выше рассмотренного конструктивного решения: 1) наличие ядра жесткости выполненного в виде пространственной решетчатой конструкции, мешающего обзору; 2) сложность контроля и передачи преднапряжения на пролетную часть конструкции.

Одной из крупнейших в Европе купольных решетчатых конструкций является ***покрытие спортивной арены Sant Jordi***, построенной в Барселоне (Испания) к предстоящим Олимпийским играм 1992 г. по проекту японского архитектора Арата Исозаки.

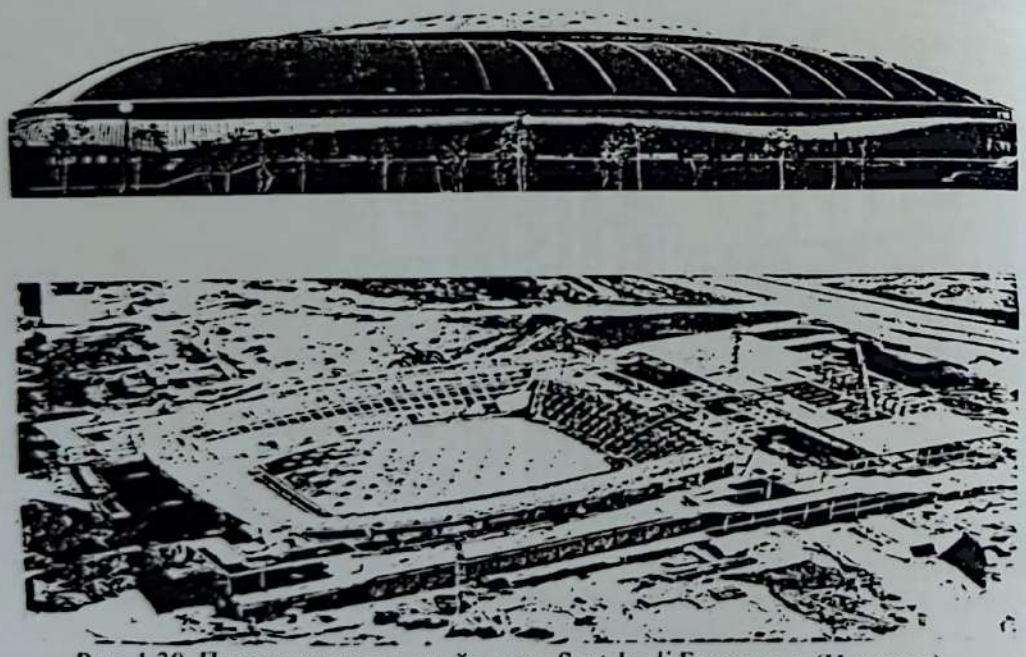


Рис. 1.30. Покрытие спортивной арены Sant Jordi Барселона (Испания)

Сооружение представляющее в плане прямоугольник со скругленными сторонами размерами 131x106 м, перекрыто двух поясной решетчатой оболочкой двоякой положительной кривизны площадью 13500 м^2. Стрела подъёма оболочки над уровнем спортивного поля 45 м решетчатая конструкция системы Мего собрана из 9200 трубчатых стержней, соединённых в узлах при помощи 2000 сферических узловых элементов. Масса стальных элементов решетки составила 970 т, общая масса покрытия 1300 т. Конструкция оболочки подразделена на пять секций, шарнирно связанных между собой. Центральная секция размерами в плане 80x60 м, высотой 29 м выполнена с глухой кровлей, снабженной

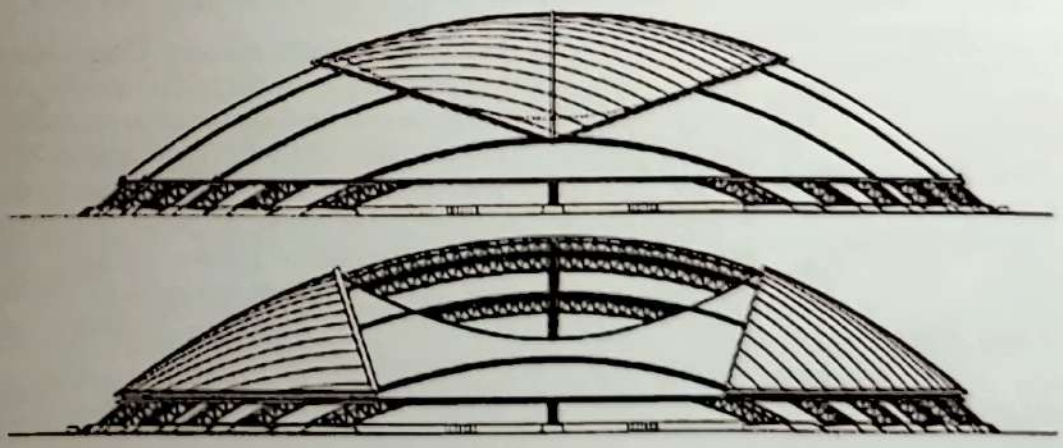
круглыми фонарными отверстиями по всей поверхности. Четыре периферийные секции выполнены решетчатыми со сплошным витражным остеклением.

Представляет интерес способ монтажа покрытия, разработанный японскими специалистами. Секции были собраны на уровне земли с использованием подмостей. По контуру центральной секции были установлены наращиваемые монтажные опоры с гидродомкратами в вершинах. Каждая из 12 опор собиралась из 10 модулей по 3 м высотой. Синхронное действие домкратов обеспечило плавный подъём центральной секции и одновременно связанных с ней периферийных секций. При этом наружные опорные колонны покрытия, шарнирно соединённые по контуру с периферийными секциями, принимали сначала наклонное, а потом вертикальное положение. Подъём оболочки занял 12 дней, скорость подъёма 1 мм/с. *Основные недостатки выше рассмотренного конструктивного решения: 1) прямолинейные участки внешнего опорного контура имеют малую изгибную жесткость, по сравнению с криволинейным очертанием; 2) размещение по контуру наращиваемых опор, что может повредить покрытие игрового поля, 3) обеспечение синхронной работы большого количества домкратов.*

Пространственная стержневая система покрытия была применена на ***стадионе***, расположенном ***в городе Оита*** (Япония, префектура Оита) [132] и предназначенном для соревнований по футболу, бейсболу и легкой атлетике. Проект, наблюдение и строительство выполнены КТ группой (архитектурная ассоциация «Курокава Кихо архитектурный городской проект), корпорацией Такенака, компаниями Сато Бенец и Такаяма Сого Коге.

Конструкция позволила перекрыть 92882 м^2, при этом площадь под зданием составила 52234 м^2. Максимальная высота сооружения составляет 57,46 м. Стационарная часть покрытия стадиона представляет собой сферическую оболочку, выполненную в виде структуры. Овальный вырез в центральной части крыши создает красивую кривую. Это отверстие может быть закрыто трансформируемой частью покрытия выполненной в виде мембранной оболочки. Стадион рассчитан на 43000 мест. Архитекторы выбрали наиболее простую форму конструкции покрытия в виде сферы, и ещё одной из причин выбора такой конфигурации оболочки покрытия, является трансформируемая часть, которая перемещается, скользя по стационарной части, закрывая овальное отверстие, как бы напоминая закрытие век глаза, отсюда и название спортивного сооружения. Основными несущими конструкциями покрытия являются пространственные решетчатые арки, которые между собой связаны в поперечном направлении.

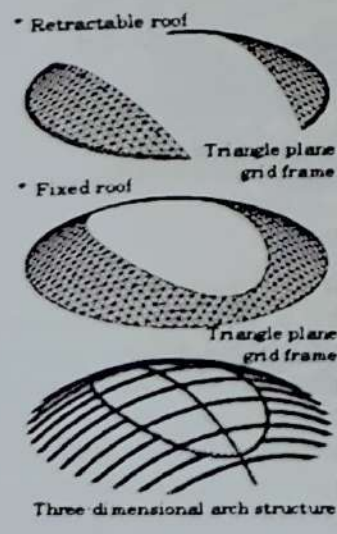
а)



б)

Рис. 1.31. «Большой глаз» стадион город Оита (Япония): а – схематичное представление, б – виды снаружи и изнутри

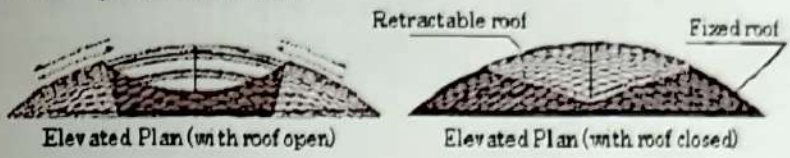
Рис. 1.32. Отдельные узлы покрытия «Большой глаз» стадион город Оита (Япония)



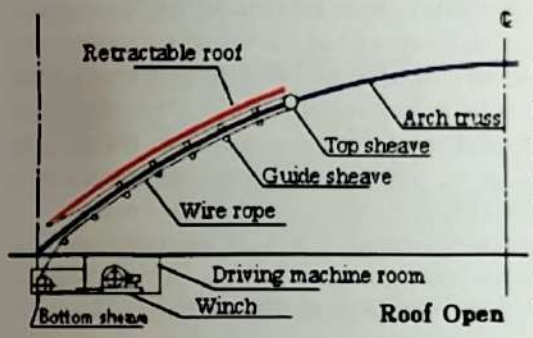
Сферическая крыша Главного Стадиона Спортивного Парка в Оите имеет двухслойную структуру. Первый слой представляет собой закрепленную крышу, которая состоит из пространственной арочной конструкции, выполненной из медных труб диаметром 600 миллиметров в виде несущей скелетной системы, подобно маске кендо, и стальных плоских рам треугольной формы 10-метровой длины. Второй слой выполнен в виде две полулун раздвигающейся крыши, которые, также, составлены из стальных плоских рам треугольной формы 10-метровой длины.

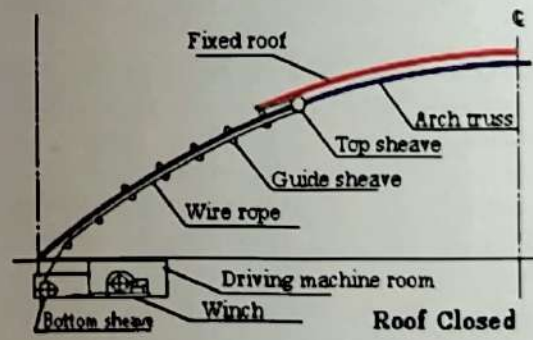
Раздвижные половинки крыши покрыты самым прозрачным в мире материалом мембраны (разработка Такенака), и не только вырезаны наверху, но сформованы так, как если бы они были вырезаны и в центре. Поскольку раздвигающиеся крыши должны двигаться поверх сферической поверхности установленной крыши не только плавно, но и,

также, должны быть способны воспринять большие изменения в нагрузке по всему пролету поля, была разработана новая система передвижения. До сих пор, большинство крыш, которые открывались и закрывались над большепролетными конструкциями, двигались по прямой линии, даже если крыши были сферически сформованы. Не было типа, который мог скользить, открываясь и закрываясь, по той же самой сферической форме. Используя раздвижную систему крыши, которая может двигаться по сферической поверхности, сфера представляется простым силуэтом с урезанной вершиной, то ли в открытом, то ли закрытом состоянии.



Разработка механизма передвижения по диагонали. Механизм передвижения, используемый для открытия и закрытия раздвигающийся крыши, представляет собой канатную тяговую систему, которая имеет простое перемещение и не требует сложного обслуживания. Открытие и закрытие раздвижных крыш достигается за счет ослабления или тяжения 75-миллиметровых канатов, которые закреплены на нижней стороне выдвигающихся крыш. Семь рельсов для двух выдвигающихся крыш с обеих сторон, и центральные пять рельсов с обеих сторон обеспечивают натяжение.





25 траков (разработанных совместно с Каяба Индастри Компани Лтд.) движутся по рельсам, закрепленным на раздвигающихся крышах с обеих сторон (общее количество 50). Нагрузка на каждый из этих траков различна не только из-за характеристик формы выдвигающихся крыш, но имеется также большое различие в нагрузке на траки в зависимости от их положения, так как они двигаются по сферической поверхности, и в зависимости от открытого или закрытого положения крыши. Так, многие из недавно разработанных технологий использованы в системах скольжения, орошения и увлажнителях. С системами скольжения, длительно действующая горизонтальная сила была уменьшена до 50 процентов; величины нагрузок от открытия и закрытия крыш были уменьшены до 70 процентов; а горизонтальная сила, действующая в период землетрясения, была уменьшена на 20 ... 30 процентов за счет использования увлажнителей. Поэтому были достигнуты полная работоспособность и безопасность.

С разработкой этих новых траков в рельсах появилась возможность уменьшить вес главной крыши, поддерживающей раздвигающиеся крыши, и упростить механизм передвижения. Требуется около 20-ти минут, чтобы открыть или закрыть крыши, и если происходит землетрясение во время их открытия или закрытия, срабатывают электромагнитные тормоза. Кроме того, в качестве мер предосторожности, используются стопоры, установленные на дне крыш при их открытом положении, и зажимающие шпильки - для соединения двух мембранных крыш в закрытом положении.

Уникальное по своей ***структуре покрытие*** было построено в городе ***Ниигата Япония*** в марте 2001 года. Полная перекрываемая площадь 88417.71 м^2 которая обеспечивает 42.279 мест [133].

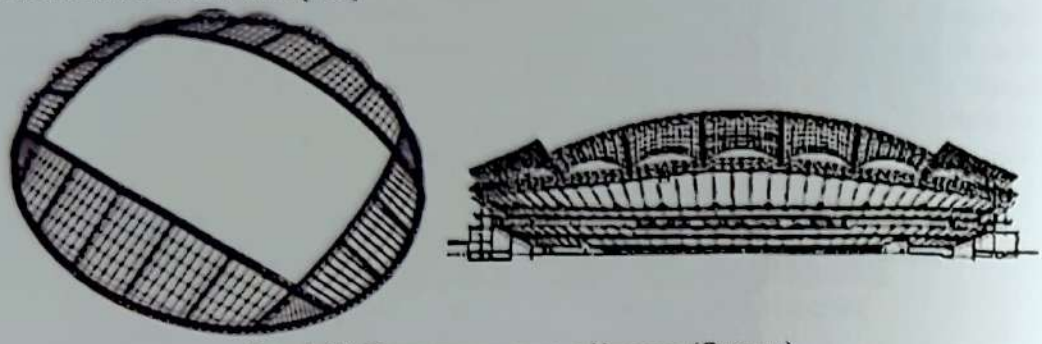


Рис. 1.33. Покрытие стадиона Ниигата (Япония)

Основными несущими конструкциями сооружения являются две пары арок выполненных в виде пространственных ферм с перемычкой. Перемычкой в данном случае служит внешний опорный контур, который запроектирован в виде пространственно преднапряженной фермы очерченной по окружности. Покрытие формируется из оболочек, опирающихся на 20 так называемых под-арок. Под-арки опираются на внешний опорный контур и на основные арки, которые организовывают внутренний опорный контур. Укрупнительная сборка несущих элементов покрытия производилась на площадке. Оболочки перекрываются мембраной, в свою очередь мембранный лист покрыт тефлоном, так что мембрану видно только в местах стыковки листов на под арках. Несущие под-арки являются опорами для балок, которые включают в пространственную работу мембранный лист. Оболочки в торце не закрываются для обеспечения вентиляции, а также для снижения ветровой нагрузки. Что было доказано на модели покрытия испытанной в аэродинамической трубе. Также в конструкциях были применены разные виды сталей.

Стадион, построенный в городе ***Саитама (Япония)*** [134]. Проектирование и разработка конструктивного решения принадлежит сотрудникам фирмы Azusa Sekkei. Основное предназначение спортивного сооружения проведение футбольных матчей. Покрытие над стадионом охватывает 29,000 м^2. Стадион способен вместить до 63,700 зрителей. Строительство стадиона было закончено в июле 2001 года. Максимальный уклон кровли составляет 30°.

Целое строение стадиона ясно. Прямоугольное игровое поле окружено круговыми стендами. Вдоль длинной стороны поля по обе стороны располагаются козырьки в виде изогнутого равнобедренного треугольника основание, которого имеет длину 200м. Две больших равнобедренных треугольных крыши, имеют кривизну в одном направлении – часть цилиндрической поверхности. Равные стороны равнобедренного треугольника описаны по плавной дуге. Хотя две части покрытия расположены в плане симметрично, но правая часть поднята выше над трибунами, чем левая. Роль кровли в конструкции выполняет полимерное тефлоновое покрытие. Каждая часть изготовлена из пространственных ферм высотой до 5 метров. Стороны покрытия ограничены поясами. Части покрытия имеют 4 точки опоры расположенные в основании треугольника и на ребрах.

Прекрасной архитектурной выразительностью обладает ***стадион Сугайя Аза***, расположенный приблизительно в 10 км от городского центра Сендаи (Япония, префектура Мияги), построенный к проведению чемпионата мира по футболу и вступивший в эксплуатацию в марте 2000 г. Вместимость стадиона – 49133 зрителей, рядом располагается стоянка вместимостью 7778 транспортных средств. Стационарным покрытием укрыты две трети посадочных мест. Принятая архитекторами мультиплексная спиральная форма, помимо прекрасной архитектурной выразительности чрезвычайно функциональна и позволяет объединить элементы инфраструктуры объекта как

расположенные в закрытом помещении, так и на открытом воздухе. Посетители этого места будут подходить к элементам объекта, как будто они вовлекаются в большой водоворот, который подчеркнут водоемом, отражающим спиральную структуру, большую крышу и наклон, которые взмывают в небо от поверхности земли.

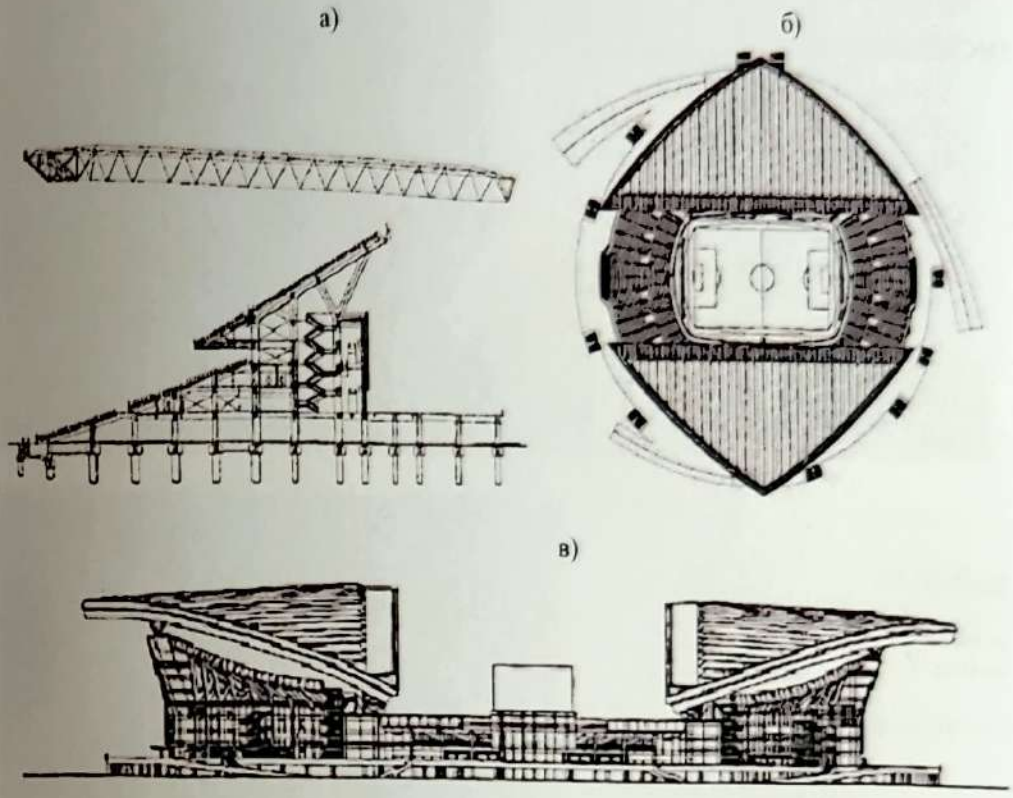


Рис. 1.34. Стадион Саитама (Япония): а – план, б – разрез, в - вид сбоку

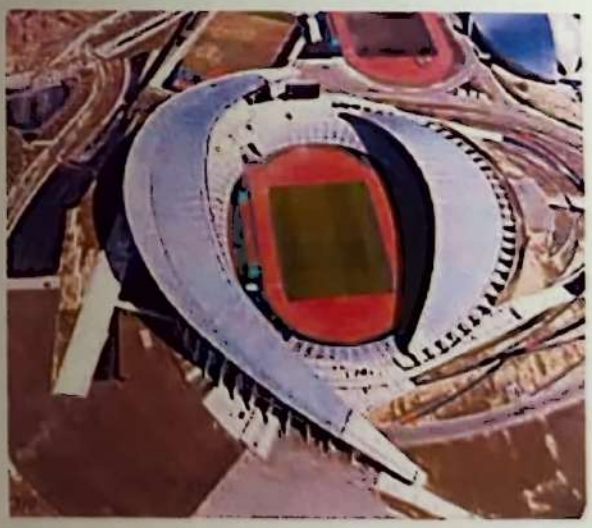


Рис. 1. 35. Общий вид стадиона
Сугайя Аза

Ниже приведены некоторые сведения о пятизвездочных и стадионах УЕФА и других объектах, в которых перекрытия над трибунами выполнены по балочной или рамной схемам.

АМСТЕРДАМ АРЕНА

Дата открытия	14 августа 1996 г.
Вместимость	52 388
Домашняя команда	Аякс (Амстердам)
Размеры поля	105 × 68 м
Стоимость строительства	€ 96 млн.

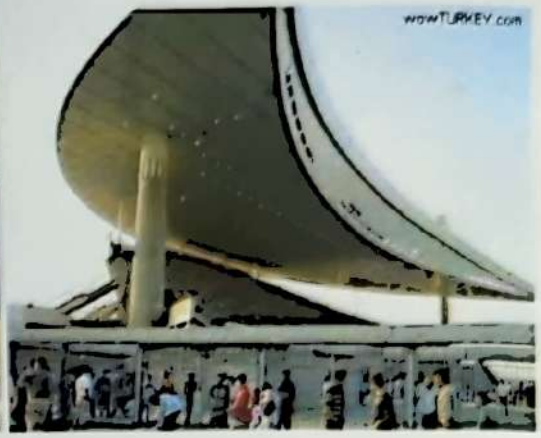
Амстердамская АРЕНА (Нидерланды). Изначально он планировался как основной объект борьбы Амстердама за Олимпийские Игры 1992 г. Однако, т.к. Амстердам в этой борьбе уступил Барселоне, то планировка стадиона была изменена с тем, чтобы построить универсальную арену не только для проведения спортивных мероприятий, но и для других событий. Сегодня стадион является домашней ареной футбольного клуба «Аякс».

Стадион, который открылся в 1996 г., один из первых в мире, где сочетаются выдвижная крыша с травяной поверхностью. Вначале это вызвало некоторые проблемы: рулоны травы не могут расти в тени открытой крыши и должны меняться четыре раза в год. Вместимость стадиона (все места сидячие) составляет 51628 зрителей. Сметная стоимость стадиона составила около вокруг €96 млн.

После смерти Ринуса Михелса в 2005 г. болельщики «Аякса» пробовали убедить правление стадиона изменить название на Стадион Ринуса Михелса, но получили отказ. Однако на каждом домашнем матче «Аякса» они приносят большой баннер, на котором видны «Стадион Ринуса Михелса».

ОЛИМПИЙСКИЙ СТАДИОН АТАТЮРКА

Atatürk Olympic Stadium



Размещение	Стамбул
Открытие	13 декабря 2002
Страна	Турция
Вместимость	81283
Размеры поля	105 x 68 м
Покрытие	Трава
Стоимость	$100 миллионов
Architect	Michel Macary, Aymeric Zublena

Олимпийский Стадион Ататюрка (по-турецки: *Atatürk Olimpiyat Stadı*), расположенный в районе Экители, западной окраине Стамбула, крупнейший стадион Турции. Его строительство началось в 1999 и было завершено в 2002 г. Он строился как попытка Турции заполучить Олимпийские Игры и обошелся в $100 млн.

С вместимостью 81283 места (все сидячие) и «Олимпийским размером», ему, естественно, был присвоен «5-звездный» рейтинг УЕФА в 2004 г., позволяющий принимать финальные соревнования этой международной организации. Стадион, также, сертифицирован, IAAF (международной федерацией легкой атлетики) для легкоатлетических соревнований. Олимпийский стадион Ататюрка принимал некоторые Европейские легкоатлетические соревнования. Футбольный клуб «Галатасарай» играл свои домашние матчи в сезоне 2003-2004 г., благодаря плохим условиям его собственной арены – стадиона Али Сами Иены, и это было раскритиковано другими командами. «Галатасарай», в конечном итоге, вернулся назад, на Али Сами Иену в сезоне 2004 - 2005г.

DRAGON STADIUM

Estádio do Dragão

Расположение Порто (Португалия)

Открытие 16 ноября 2003

Вместимость 52002

Собственник ФК «Порто»

Поверхность Трава

Стоимость €98 млн.

Архитектор Мануэль Сальгадо

Estádio do Dragão (по-английски: *Dragon Stadium*, буквально: *Стадион Дракона*) - футбольный стадион в Порто (Португалия), имеет 50476 мест (все сидячие). Стадион был построен как замена старой арены *Estadio das Antas* для ФК «Порто», и как стадион для матчей ЕВРО-2004. Строительство было завершено в 2003 г.

В соответствии с требованиями УЕФА, старый стадион был разрушен, и освободившееся место использовалось прессой во время ЕВРО-2004. В течение следующих месяцев успешно стартовало строительство зданий, которые сформируют новый городской район, названный *Cidade das Antas* (город Ант).

Сметная стоимость спроектированного Мануэлем Сальгадо и построенного компанией Grupo Amorim, стадиона составила €97755318, из которых €18430956 были выложены португальскими налогоплательщиками.

Свое название стадион получил от присутствия дракона на эмблеме ФК «Порто». Это также прозвище болельщиков клуба. Рассматривались и другие альтернативы, как например, *Estádio das Antas* (официально, в отличие от прежнего стадиона), или название в честь Артура де Сауса Пинга, Хосе Мария Педрото (прежних игроков и менеджеры) или Пинты да Коста (многолетнего президента клуба).

ESTADIO OLÍMPICO DE SEVILLA

Estadio Olímpico de Sevilla

Расположение Севилья (Испания)
Строительство 1997 – 1999
Вместимость 57,619
Оператор Sociedad Estadio Olímpico de Sevilla S.A.
Поверхность Трава
Стоимость €120 млн.
Размеры поля 105 x 68 m
Архитекторы Antonio Cruz Villalón Antonio Ortiz García

5-звездный Estadio Olcmpico de Sevilla или **Estadio Olcmpico de ла Cartuja** - универсальный стадион ан 57619 посадочных мест, расположенный в испанской Севилье. Строительство завершено в 1999 г. к чемпионату мира по легкой атлетике.

Стадион был одним из тех, который предлагался Севильей для Олимпийских Игр 2004 и 2008 гг. После поражения в этой гонке стадион остался неиспользованным главными футбольными командами Севильи «Реал-Бетис» и ФК «Севилья», которые использовали собственные стадионы. Однако позже обе команды проявили интерес к стадиону, изъявив желание на нем играть, пока домашние арены, соответственно, Ruiz de Lopera и Ramon Sanxez Pizjuan, проходят реконструкцию. Также, испанская национальная сборная по футболу иногда использует стадион для домашних игр.

FEIJENOORD STADION

Stadion Feyenoord

Расположение Роттердам (Голландия)

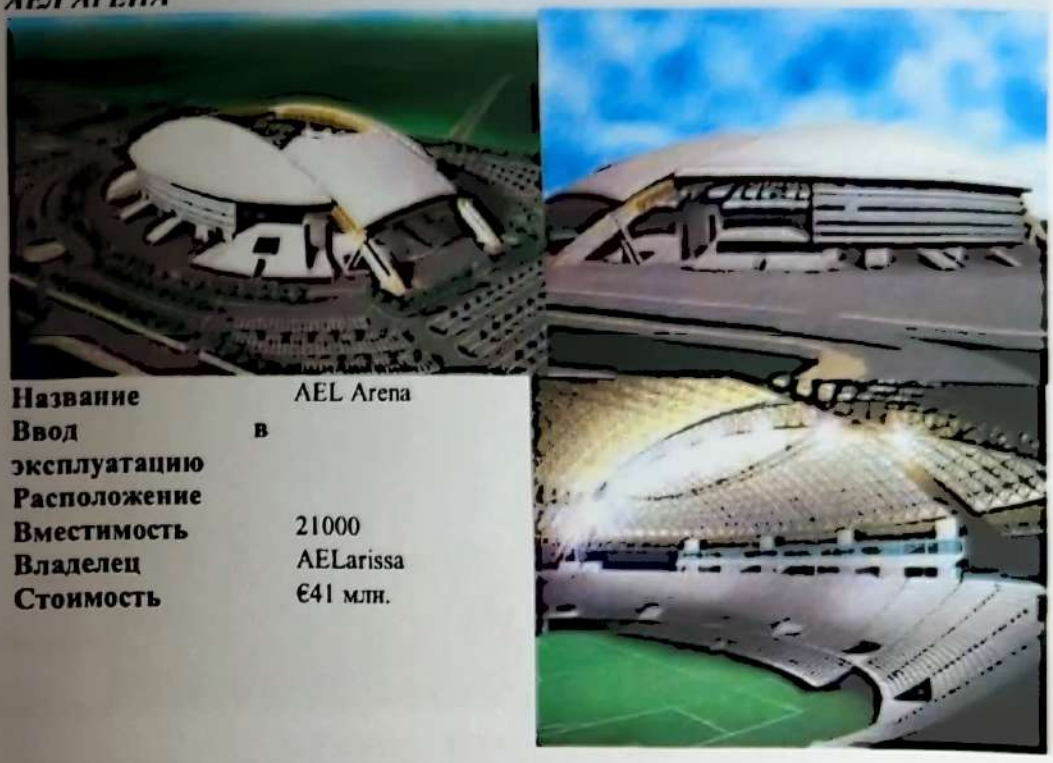
Строительство 1935-1937

Вместимость 51177

Feijenoord Stadion, лучше известный прозвищем de Kuip (Бадья), - стадион в Роттердам, построенный в 1937 г. Сегодня он называется "Stadion Feyenoord". Имя заимствовано от района «Фееноорд» в Роттердаме, и от футбольного клуба с таким же именем. Вместимость к моменту завершения строительства – 64000 зрителей, максимальная вместимость – 69000, достигнута после реконструкции 1949 г. Сегодняшняя вместимость стадиона 51177 зрителей. Это домашний стадион футбольного клуба «Фееноорд», одного из грандов голландского футбола. Он, также, долго был одной из домашних арен национальной сборной Голландии, приняв свыше 150 международных матчей.

В 1994 стадион был перестроен к своему настоящему виду. Все места, которые стали сидячими, полностью накрылись кровлей. Экстра-сооружение, сконструированное для коммерческого использования «Фееноордом», включает в себя ресторан и музей. Но в настоящее время для клуба проектируется новый стадион. Уже прозванный «de Nieuwe Kuip» (Новая бочка), он будет расположен в нескольких сотнях метров от нынешнего стадиона в парке Sportpark Varkenoord. Должностные лица «Фееноорда» выразили желание нового стадиона, чтобы новый стадион имел атмосферу, подобную прежней. Проектная вместимость составит около 75000 зрителей. Новый стадион должен быть построен к 2016 году, как раз к чемпионату мира 2018 года, и возможно сможет стать главным козырем Роттердама в борьбе за летние Олимпийские Игры 2028 г.

АЕЛ АРЕНА



Название	AEL Arena
Ввод в эксплуатацию	
Расположение	
Вместимость	21000
Владелец	AELarissa
Стоимость	€41 млн.

ОЛИМПИЙСКИЙ СТАДИОН В ПЕКИНЕ

Название	Пекинский Олимпийский Стадион
Ввод в эксплуатацию	2008
Расположение	Пекин (КНР)
Вместимость	80000
Владелец	
Стоимость	$500 млн.

ЛАНСДАУН-РОУД

Название	Лансдаун-Роуд
Ввод в эксплуатацию	2008
Расположение	Дублин (Ирландия)
Вместимость	50000
Владелец	
Стоимость	£250 млн.

ВАРИАНТЫ ПРОЕКТА СТАДИОНА ФК «СПАРТАК» (МОСКВА)

Название	Стадион Спартак
Ввод в эксплуатацию	2009
Расположение	Москва (Россия)
Вместимость	35000
Владелец	
Стоимость	

1.3.5. Висячие покрытия (вантовые сети и мембранные оболочки)

ОЛИМПИЙСКИЙ СТАДИОН (МЮНХЕН)

Olympiastadion

Расположение Мюнхен (Германия)

Строительство 1968 - 1972

Вместимость 69250

Собственность государственная

Оператор Olympiapark Munich GmbH

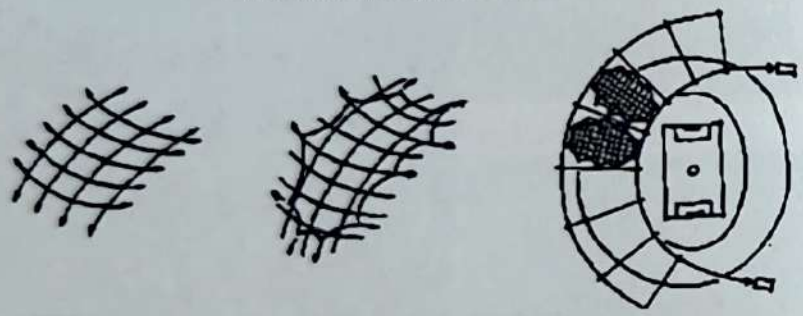
поверхность Падение травы

Архитекторы Frei Otto, Günther Behnisch

Олимпийский Стадион, расположенный в сердце Олимпийского парка в северной части Мюнхена, был главным местом встречи летних Олимпийских игр 1972 г. Вмещающий 80000 зрителей, стадион также принимал важнейшие спортивные события, в том числе финал чемпионата мира по футболу 1974 г. и финал чемпионата Европы 1988 г. Сегодня он вмещает 69250 зрителей.

Спроектированный немецким архитектором Гюнтером Бегнишем и инженером Фреем Отто, Олимпийский стадион рассматривался революционным для своего времени. Это и большие широкие навесы из акрилового стекла, стабилизированные стальные ванты, которые впервые использовались на таких больших пролетах. Покрытие должно было визуально создать образ Альп, противопоставленный летним Олимпийским играм 1936 г. в Берлине нацистской Германии. Легкий и прозрачный навес должен был символизировать новую, демократическую и оптимистичную Германию. Это отразилось и в официальном девизе Олимпиады "Счастливые Игры".

Рис. 1.36. Панорама стадиона



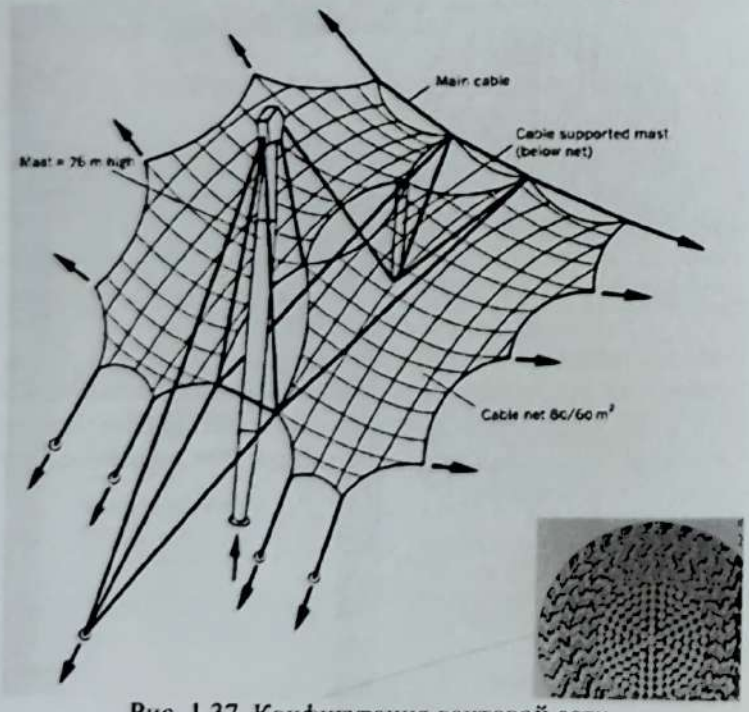
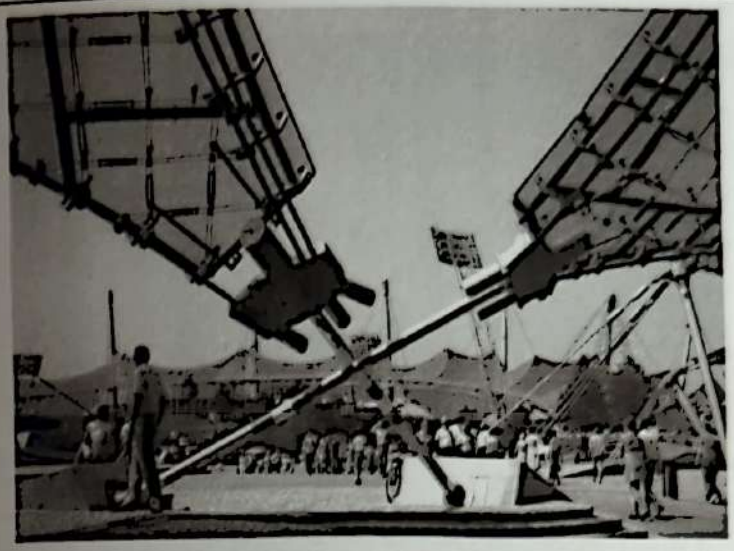
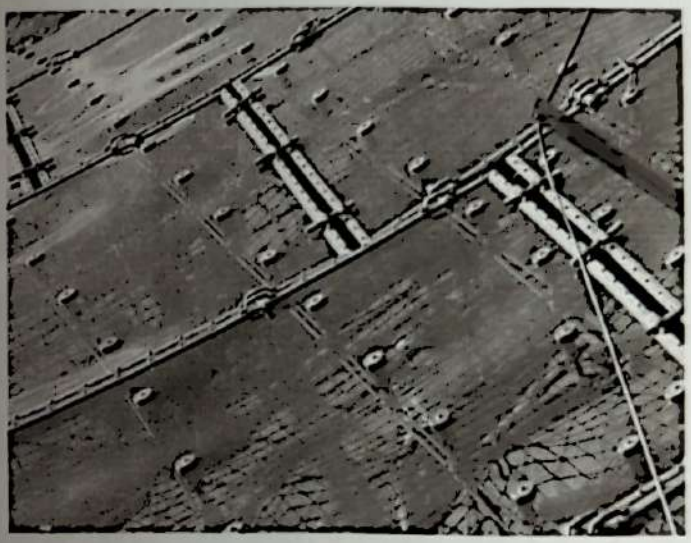


Рис. 1.37. Конфигурация вантовой сети





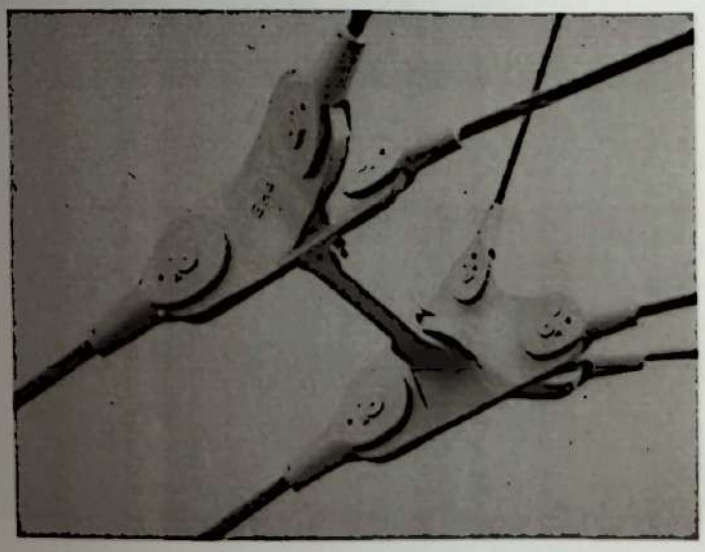


Рис. 1.38. Узлы вантовых конструкций

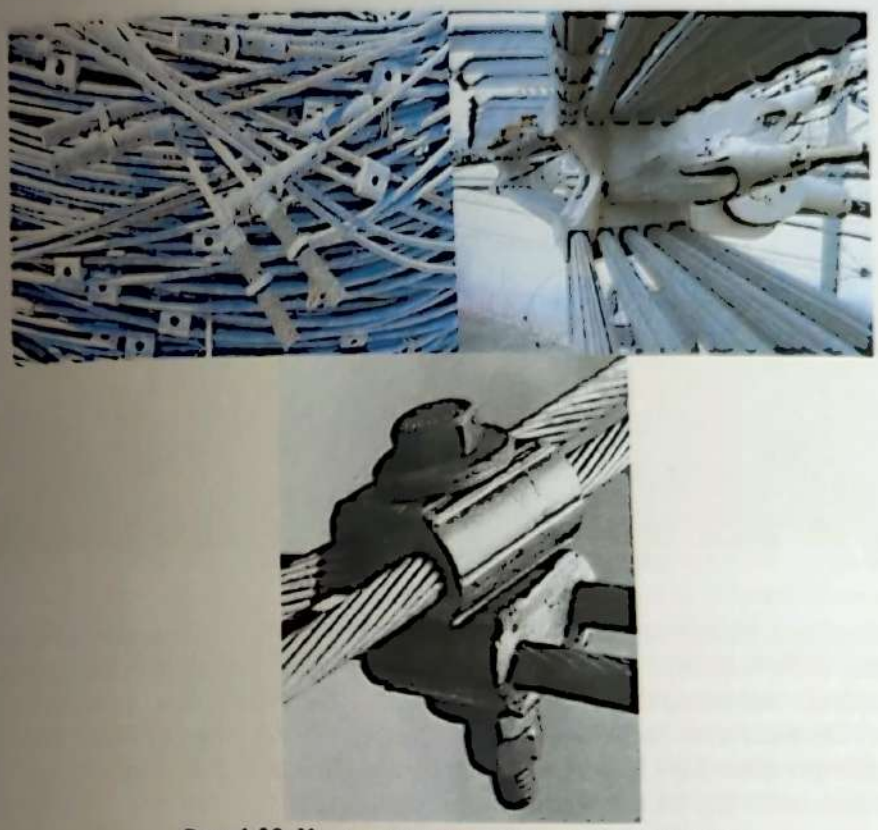


Рис. 1.39. Конструктивное выполнение узлов вант

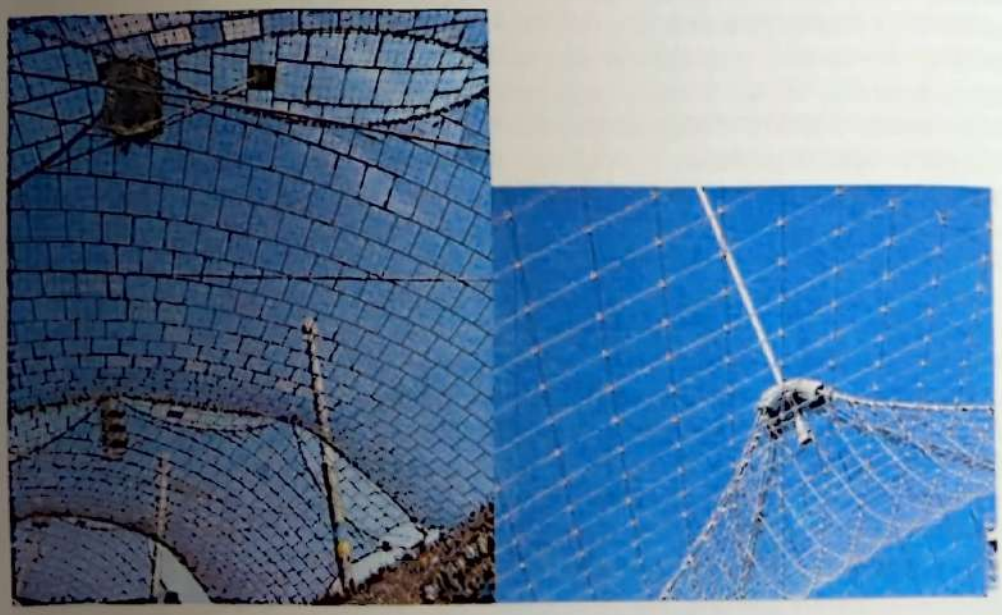


Рис. 1.40. Общий вид вантовых сетей

Покрытие. Конкурс проектов за Олимпийских Игры 1972 г. был выигран Гюнтером Бегнишем и Партнерами с захватывающим предложением воздвигнуть непрерывное, волнообразное сооружение с прозрачным покрытием общей площадью приблизительно 80000 м^2. Объекты стадионного комплекса были задуманы как индивидуальные здания, но в виде повторяющихся форм, нашедших приют под серебристыми невесомыми зонтиками. После завершения Игр эта территория была открыта для публики как холмистый, с прекрасными газонами парк для ежедневных прогулок. Для того, чтобы избегнуть жестких, прямоугольных форм, как правило, появляющихся в процессе проектирования, Бегниш и его команда развивали базовую концепцию проекта на основе использования простейшего и наиболее податливого материала моделирования - песка. Ограждающие зонтики архитектор задумал легкими, просвечиваемыми, по аналогии с использованными в сооружениях ЭКСПО'67. Поэтому он привел в команду инженеров Фрея Отто и Леонарда & Андре. В результате родился оригинальный проект в виде единой, большой крыши, поддерживаемой несколькими мачтами, и заанкеренной по концам. Волнообразное покрытие остро искривлялось в зоне мачт, создавая области, стабилизированные при действии снеговой и ветровой нагрузки, но почти плоскую на краях (и поэтому чувствительную к флаттеру). Усилия команды по решению этой проблемы стали уроком, применимым ко всем большим вантовым сетям. Увеличение высоты мачт увеличило бы кривизну покрытия в той зоне, где это не было нужно, но оставило бы практически без изменения плоские области по периметру. Увеличение предварительного напряжения в плоских зонах обеспечило бы необходимую устойчивость, но создало бы недопустимо большие растягивающие усилия. Единственным, практически приемлемым решением стало разделение непрерывного покрытия на паутину из как бы отдельных, но связанных, меньших по размерам зонтиков, опирающихся во многих точках и имеющих кривизну, обеспечивающую необходимые параметры напряженно-деформированного состояния. В исправленном проекте вантовые сети не удлинялись за счет крепления к верхушкам стоек сетей, а наоборот, подвешивались к ним на вантовых подвесках-подборах. Мачты-стойки или размещались над кровлей, или подвешивались выше земли на кабелях, чтобы поддерживать зоны ниже верхнего опорного узла колонны.

Развитие проекта. В начале 70-х суперсовременные компьютерные программы не были еще доступны для расчета и проектирования вантовых сетей. Как и для проектов ЭКСПО'67, математическим вычислениям пришлось базироваться на предварительном исследовании формы с использованием физических моделей - однако стационарные мюнхенские покрытия создали гораздо большие трудности проектировщикам, чем

временные навесы в Монреале. Поэтому процесс разработки проекта стартовал со строительства модели покрытия в масштабе 1:125, созданной в соответствии с законами геометрического и физического подобия по отношению к реальному объекту. Работы этого этапа завершались интенсивной программой все более тщательной проработки, вычислений и проверок, которые свидетельствовали о том, что многое этой командой делалось впервые. Так, вычисление точной геометрии покрытия потребовало специальных компьютерные программ, разработанных к этому времени проф. К. Линквистом и Дж. Аргирисом. Окончательно рабочие чертежи выполнялись, отражая точную конфигурацию каждого квадратного метра поверхности сети. Таким образом были созданы 3800 м^2 чертежей для 74800 м^2 площади покрытия!.

Кабельная сеть. Сети сформированы из пересекающихся пар тросов с размерами ячейки 750 миллиметров в обоих направления - относительно небольшим шагом, который обусловил многие преимущества, включая как безопасность, так и удобство для рабочих на монтаже. Узловые соединения формировались с использованием алюминиевых зажимов с центральными отверстиями, опрессовываемых точно по размеру 750-миллиметровых ячеек с определенным уровнем преднапряжения. Таким образом, два направления нитей могли образовать ячейку 750х750 миллиметров без необходимости дополнительных измерений, простым соединением алюминиевых зажимов. В соединении использовался один болт, образовывая свободно поворачивающийся узел, который позволял отверстию «приспосабливаться» к любому углу пересечения. Особые требования предъявлялись к сортаменту кабелей, поскольку приходилось соблюдать баланс между гибкостью (что требовало наличия многих проволок небольшого поперечного сечения) и долговечностью (наоборот, требовавшей более толстых проволок). Решено было сформировать сеть из канатов, состоящих из гальванизированных 2,3- и 3,3-миллиметровых стальных проволок.

Главные и концевые кабели. Главные кабели, составленные из пяти канатов, сформированных от 37 до 109 проволок каждый, должны воспринимать значительные растягивающие усилия при обеспечении требуемых деформаций покрытия под действием снеговой и ветровой нагрузки. Допускаемая нагрузка составила 11,5 МН (1150 т), если нагрузка превышала указанное значение, число канатов увеличивалось до необходимого. Концы кабелей заделывались в анкере диаметром 81 мм, выдерживающем нагрузку 3МН (300 т) при коэффициенте безопасности 2.

Основание и мачты. Направленные вверх оттяжки с усилием до 50 МН (для большого концевого кабеля стадиона) закреплены в основании. В принципе использовались три основных типа фундаментов:

- наклонные, работающие по типу колышков для палатки;
- гравитационные анкерные фундаменты, в которых анкерящий эффект достигается за счет собственного веса плюс добавочного веса грунтового массива;
- земляные анкерные фундаменты, необходимые для опирания мачт.

Для обеспечения некоторой податливости эти опоры снабжены резиновыми несущими подушками на бетонной базе. Временные стальные шары были размещены под резиновыми подушками, чтобы обеспечить угол поворота при монтаже. Мачты выполнены из цилиндрических сварных стальных труб длиной до 80 м и с несущей способностью до 50МН (5000 т).

Кровельное покрытие. Прозрачная кровля была сформирована из акриловых панелей 2,9 х 2,9 м толщиной 4 мм, уложенных на вантовую сеть и прикрепленных болтами в узлах пересечения. Так как под нагрузкой и вследствие температурных деформаций углы в узлах пересечения изменяются в пределах до 6 градусов, жесткие акриловые панели пришлось крепить к сети на гибких соединениях. Это было сделано путем использования неопреновых профильных креплений, позволяющих панелям «плавать». При этом неопреновую полосу пришлось выполнить тонкой и достаточно широкой, чтобы компенсировать величины возможных перемещений.

Монтаж. Кабельные сети были целиком собраны на земле, и затем подняты в проектное положение. Для предварительного напряжения кабели висячей системы были вначале размещены в нужном положении, после чего во всех кабелях и мачтах проверялись геометрия и величина напряжений. Погрешности в напряжениях составили до 15%, что было признано допустимым, так как расчетами подтверждалась несущая способность сооружения. При этом большие ошибки могли бы быть исправлены, используя талреп для укорочения или удлинения кабеля. Благодаря многочисленным расчетам и точному изготовлению, на монтажной площадке пришлось выполнить всего несколько незначительных корректировок.

Можно сказать, что это покрытие открыло путь новым технологиям исследования, проектирования, изготовления и монтажа уникальных висячих конструкций. Однако это и была хорошая школа для строителей будущего, т.к. вскрылись трудности и недостатки, обусловленные необходимостью оформления тысяч узлов закрепления концов кабелей и узлов пересечения вантовой сети. Также, под крышей из плексигласа ощущались неприятные эффекты от местного перегревания, и это в дальнейших проектах потребовало устройства изолирующего нижнего слоя. Однако, все эти погрешности никоим образом не умаляют достоинств покрытия мюнхенского стадиона, несомненно являющегося одним из выдающихся архитектурных достижений XX-го столетия.

Проект мембранного покрытия над трибунами стадиона в Лужниках (Москва, Россия). Мембранная конструкция кольцевого козырька шириной в 60 м представляется наиболее рациональной и впечатляющей из всех проектов устройства стационарных покрытий над трибунами стадиона в Лужниках. Однако использование обычной провисающей мембранной оболочки положительной кривизны вызывало целый комплекс недостатков и, прежде всего, выведение наружного опорного контура на значительную высоту, вдвое перекрывающую существующую верхнюю грань стен стадиона вследствие провисания мембраны для обеспечения обзора с верхних рядов трибун при провисающей форме покрытия. Вследствие этого сильно искажался привычный образ стадиона, закрывался обзор его чаши с верхних мест, а провисание мембраны до внутреннего несущего контура, нависающего над первыми рядами трибун, создавало ощущение придавленности, близкое к предчувствию обрушения. Кроме того, водоотвод не решался естественным путем.

Рис. 1. 41. Покрытие Большой спортивной арены в Лужниках со стационарной частью в виде террасированной мембраны и системой трансформации

Предложенная Н.В.Канчели (Институт «Курортпроект») трехъярусная террасированная мембрана (рис. 1.41), имеющая вспарушенность к центру в виде трех

мембранных колец шириной по 20 м с подъемом каждой внутренней мембраны над внешней на 6 м, позволила создать вспарушенную систему, своеобразный «висячий купол», оптимальная форма которого определялась компьютерным моделированием, для которого реализовывался принцип водоотвода самотеком, сохранялась существующая высота фасадных стен, появлялась возможность строить козырек очередями. Тентовая складывающаяся оболочка со стальным телескопическим каркасом представляла собой трансформируемую часть покрытия. Здесь в качестве несущих конструкций трансформируемой части (основной вариант) была разработана система телескопических стержневых элементов, образующих при их выдвижении и замыкании ортогональную стержневую сетку с ячейками 20х20 м – основание для светопрозрачной тентовой конструкции или складок из стальных или алюминиевых листов. Кроме основного, были в составе проекта еще три варианта трансформируемой части покрытия (арочный вариант с верхними вантами, арочный вариант с затяжкой, вариант с преднапряженной вантовой фермой). Этот же авторский коллектив предложил трансформируемое покрытие со стационарной конструктивной сеткой с ячейками 20х20 м – безусловно наиболее простое и надежное решение при любом варианте стационарной части данного сооружения. В проекте предусматривалось усиление несущих конструкций внешнего опорного контура БСА. Отметка наивысшей точки стационарной части покрытия над уровнем планировочной отметки земли – 35,0 м, наивысшей точки трансформируемой части покрытия - в зависимости от вариантов до 40 м.

Проект покрытия стадиона в Лужниках в виде цилиндрической мембраны (рис. 1.42). Покрытие полностью закрывало бы западную и восточную трибуны. На северной и южной трибунах первые ряды оставались открытыми. К концам длинной оси стадиона под козырьком оказывались только задние ряды трибун.

Покрытие представляло цилиндрическую мембрану из рулонированной листовой стали толщиной 4 мм. В поперечном сечении стадиона мембрана очерчивалась по квадратной параболе со стрелой провисания 9 м при пролете 240 м. Это же очертание сохранялось во всех вертикальных сечениях, перпендикулярных длинной оси стадиона. Наружный контур повторял внешнюю форму стадиона, внутренний следовал эллиптической кривой. При полных постоянной и временных нагрузках образующие мембраны, параллельные длинной оси, сохранялись прямолинейными и горизонтальными. Под мембраной параллельно короткой оси стадиона располагались направляющие из стальных полос 30х6 мм с шагом 3 м, а под направляющими – система стабилизирующих ферм высотой 1,5 м, расположенных в продольном и поперечном направлениях с шагом 12 м. Внецентренно-сжатый наружный контур – корытообразного поперечного сечения – предполагался из листовой стали толщиной 6 мм с ребрами жесткости. После установки в проектное положение корыто заполнялось бетоном марки «400». Внутренний контур – сварный из листовой стали – коробчато поперечного сечения, развитого в горизонтальном и вертикальном направлениях. Наружный и внутренний контуры были запроектированы переменного поперечного сечения. Оно было максимальным у концов длинной оси стадиона и минимальным – у концов короткой оси.

Опирание наружного контура было предусмотрено на опоры, расположенные за пределами контура стадиона. Опоры – из монолитного железобетона на монолитных ростверках и буронабивных сваях. Шаг опор – 24 м. Конструкция была характерна тем, что мембрана и продольные стабилизирующие фермы играли роль континуальной и дискретных затяжек. Это снижало величину изгибающих моментов в контурах.

Форма покрытия позволяла естественно отводить осадки к концам длинной оси стадиона. Здесь поток перехватывался водоприемниками, уходящими в подтрибунное пространство.

Покрытие монтировалось следующим образом: в начале собирался наружный контур на постоянных опорах, а внутренний контур - на временных. Затем последовательно поднимались полосовые направляющие фермы, которые вместе, будучи закрепленными к

контурам, образовывали постель для раскатывания рулонов будущей мембраны. После сварки рулонов монтажные опоры убирались. Покрытие было достаточно цельной архитектурно-инженерной системой. Ее эстетические качества вырастали из логики инженерного решения. Но наряду с этим, депланация внешнего опорного контура резко меняла архитектурный облик сооружения: разница в отметках по ортогональным осям достигала 9 м.

Проект покрытия центрального стадиона в Лужниках в виде сферической мембраны (рис. 1.43) [28]. Основные отличия этого варианта от предыдущего – в форме мембраны. Контуры – наружный и внутренний – располагались на постоянных отметках, а поверхность мембраны по всей площади имела уклон от наружного контура к внутреннему. Конструктивно это покрытие решено так же, как и предыдущее. Отличие состоит лишь в том, что у контуров было постоянное поперечное сечение по длине. Для опирания наружного опорного кольца использовались существующие опоры, расположенные на внешнем периметре стадиона, а фундаменты под ними соответственно увеличивались.

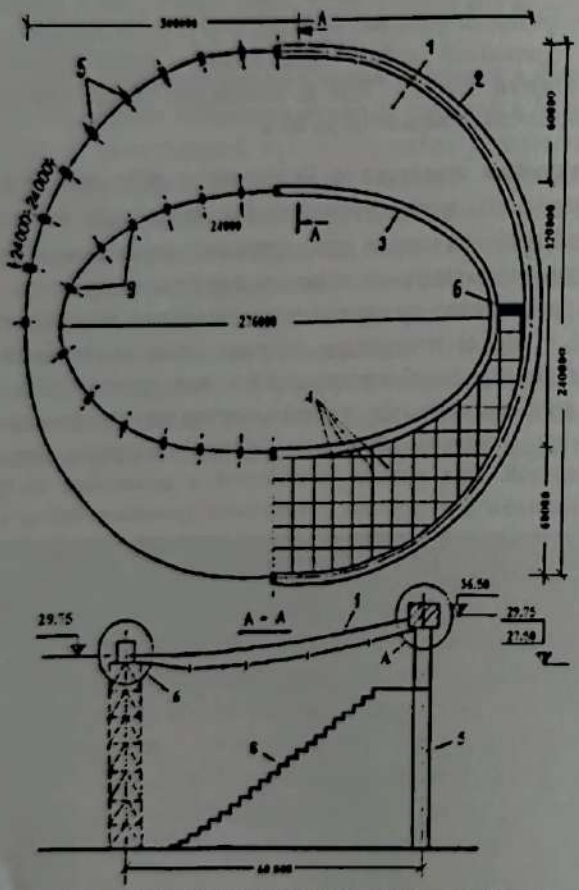


Рис. 1. 42. Покрытие в виде цилиндрической мембраны: 1 – мембрана толщиной 4 мм; 2 – наружный сталебетонный контур (бетон марки М 400); 3 – внутренний стальной контур; 4 – стабилизирующие фермы с шагом 12 м; 5 – опоры; 6 – водоприемные решетки; 7 – подвесной потолок; 8 – трибуны; 9 – монтажные опоры

Вода с поверхности поступала в лоток, расположенный в специальном отсеке внутреннего контура. Уклоны лотка позволяли воде стекать к середине оболочки у северной и южной трибун и оттуда отводиться в подтрибунное пространство.

Покрытие монтируется в том же порядке, что и при цилиндрической мембране. При этом несколько усложнился раскрой рулонов, так как заготовки получили трапециевидную форму.

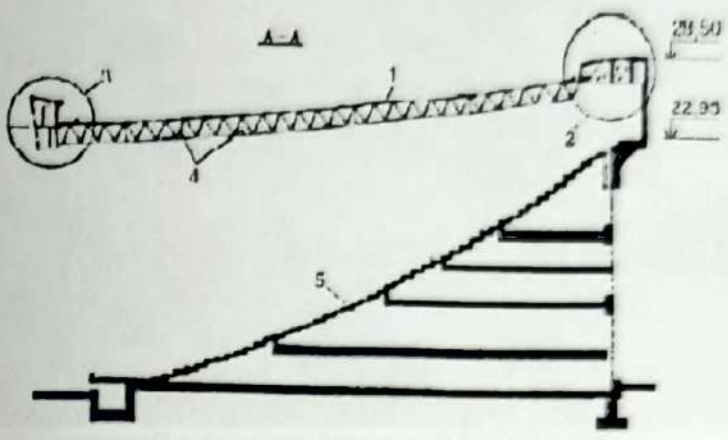


Рис. 1. 43. Козырек в виде сферической мембраны: 1 – мембрана толщиной 4 мм; 2 – наружный сталебетонный контур; 3 – внутренний стальной контур; 4 – стабилизирующие фермы; 5 - трибуны

Сталебетонная мембрана (рис. 1.44, 1.45). Инженер Людковский И.Г. (НИИЖБ), АО ЦНИИЭП им. Мезенцева, КБОМ НПФ «Старт», архитекторы Самсонов А.Б. и Гильбурд Л.И. (МНИИТЭП) предложили мембранное покрытие толщиной 4 мм, форма которого образовывалась под действием собственного веса из первоначально плоского стального листа [29].

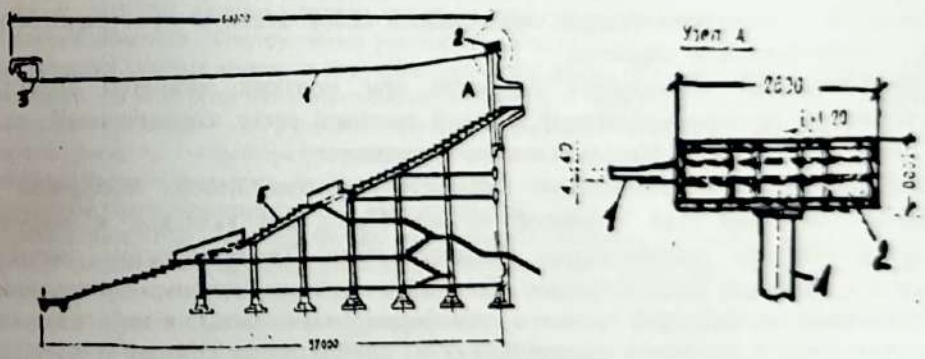


Рис. 1.44. Сталебетонная мембрана: 1 – стальная мембрана толщиной 0,4 мм со стабилизирующим железобетонным слоем толщиной 40 мм; 2 – наружный сталебетонный контур; 3 – внутренний контур сечением 2х3 мм (осветительная галерея); 4 – трубобетонные стойки; 5 - трибуны

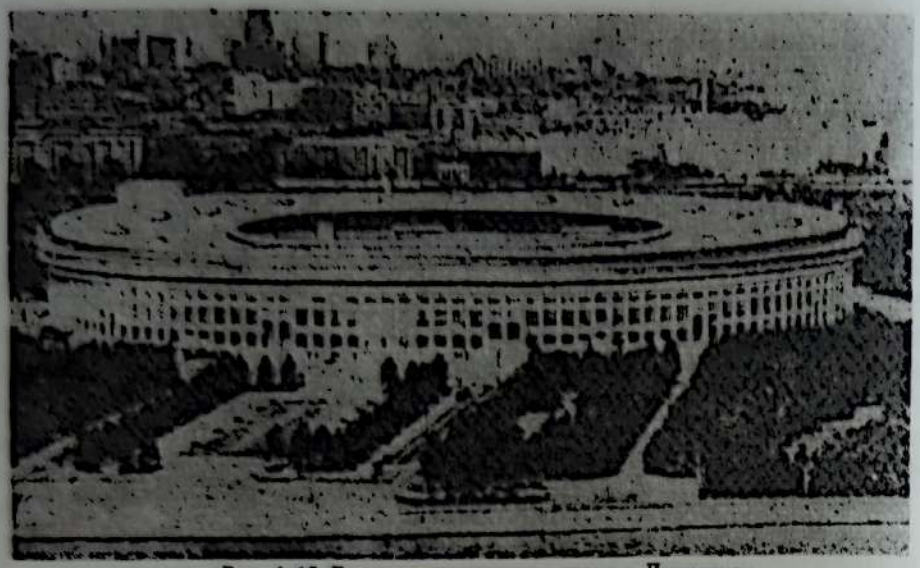


Рис. 1.45. Большая спортивная арена в Лужниках

Мембрана крепилась к внешнему железобетонному контуру, повторяющему план стадиона, и закреплялось в наружном контуре, опертом на трубобетонные стойки высотой 10 м, вырастающими из существующих колонн наружной оси трибун.

Наружный опорный контур запроектирован в двух вариантах: трубобетонным и виде стального короба, заполненного бетоном.

Внутреннее стальное кольцо совмещалось с кольцевой галереей. Эта была жесткая коробка сечением 2х3 м, в которой размещались осветительная аппаратура, телевизионные установки; громкоговорители и др. Несущая нижняя его часть – сварной лист толщиной 40 мм и шириной 3000 мм.

Кольцевая и радиальная галереи представляли собой жесткую пространственную систему, стабилизирующую покрытие.

Для уменьшения изгибающих моментов при монтаже элементы мембраны раскатывались по радиально-кольцевой жесткой вантовой сетке, соединяющей кольца между собой, согласно специальному монтажному регламенту.

Чтобы увеличить кинематическую жесткость покрытия, поверх мембраны был предусмотрен бетонный слой толщиной 40 мм. Перед его укладкой к наружной поверхности мембраны приваривалась рулонная сетка. Таким образом, мембрана превращалась в висячую железобетонную оболочку с внешним листовым армированием для стационарной надтрибунной части и с трансформируемой частью в двух вариантах: четырехстворчатым, с несущими конструкциями из алюминиевых сплавов с натянутым тканевым покрытием и двухстворчатым с несущими конструкциями из стали и ограждающими из армированного стекла.

Модель покрытия прошла полный комплекс испытаний, в том числе на аэродинамические нагрузки. Теоретические и ранее проведенные экспериментальные исследования показали полную надежность конструкции, ее малую кинематическую деформативность от неравномерных нагрузок. Основное достоинства проекта - максимальное сохранение существующего облика стадиона.

Отметка наивысшей точки стационарной части покрытия над уровнем планировочной отметки земли – 34,0 м, трансформируемой части – 39,8 м (вариант с четырехстворчатым покрытием) и около 50,0 м (вариант с двухстворчатым покрытием).

Интересен сравнительный анализ технико-экономических показателей представленных выше проектов.

Таблица 1.4.

№ п/п		Един. изм.	Проекты			
			МНИИП	Курорт проект	ЦНИИЭП КБОМ	Комета
I	Расход материала					
	Сталь	т	17000	10385	3440	8550
	Алюминиевые сплавы	т	200	-	700	2450
	Бетон	$м^3$/т	5502	-	3960	-
			13755	-	10000	-
	Стекло (силикатное и органическое)	т	30	100	-	1480
	Тканевое покрытие (полиэфирный тканепласт, акрил и т.п.)	$м^2$/т	-	20000 / 40	40000 / 45	-
II	Удельная энергоемкость покрытия в конструктивах	кг у.т./$м^2$	882	520	225	555
III	Масса покрытия в целом, (включая новые несущие опорные конструкции)	т	31000	10500	14200	12200
IV	Масса временных конструкций	т	1236	912	408	-
			1329			
V	Сметная ст-ть (в ценах 1992 г.)	млн.руб	12770	1788	1465	980
	в т.ч. СМР	млн.руб	12364	1516	799	711
VI	Окупаемость	Годы	данных	3,2	7,5	3,8
			нет			
VII	Время трансформации покрытия	час	1 условно	1	0,5	1,5

где: проект МНИИП объсктов культуры, отдыха, спорта и здравоохранения - покрытие БСА в виде пологой конической оболочки. Конструктивное решение стационарной части – система радиальных и кольцевых металлических сварных двутавров. Наружный контур предусмотрен в виде пакета из двух кольцевых балок, внутренний – в виде решетчатой конструкции, состоящей из прокатных двутавров и тонколистовой стали. Кровельное покрытие – из рулонного листового алюминия толщиной 1 мм. Снизу под покрытием предусматривалось устройство потолка для обеспечения нормативной теплозащиты и акустики. Трансформируемое покрытие – из трех частей; двух торцевых (надвигаются вдоль продольной оси арены) и центральной (трансформируется вдоль поперечной оси) – решено в виде пакетов, образованных балочными системами. Покрытие – светопрозрачное из акрила или триплекса. Предусматривалось устройство новых опор под покрытие по наружному слою арены. Их нижняя часть образована рамами (стойки объединенные ригелями в кольцевом направлении), верхняя часть опорной системы высотой 6 м – из прокатных двутавровых колонн, соединенных шарнирно с рамами и покрытием. На поверхности оболочки предусмотрены горизонтальные площадки для трансформируемых пакетов. Отметка наивысшей точки покрытия над уровнем планировочных отметок земли – 40,0 м, наивысшей точки трансформируемого покрытия – 49,5 м.

Проект ЦНПО «Комета», Институтом проблем механики РАН, институтом «Спортпроект», ЦНИИПроектстальконструкция», ЦНИИСК - покрытие в виде пологого двухслойного сетчатого купола из укрупненных в монтажных блоков с применением в них стальных трубчатых элементов (стационарная часть покрытия) и трансформирующихся, надвигающихся навстречу друг другу консольных арочных полуарочных элементов, имеющих ту же кривизну, что и стационарная часть, с замыканием их над продольной осью арены. Эти элементы предполагались из легких алюминиевых пространственных ферм со светопрозрачным покрытием из стеклопакетов. При этом каждая пара последующих элементов двигалась по краю уже замкнутой арки. Покрытие стационарной части также светопрозрачное. Внешние и внутренние кольца – коробчатые из металлических преднапряженных прокатных и листовых конструкций. Существующие конструкции БСК оставались без изменений. Наивысшая отметка стационарной части над уровнем планировочных отметок земли – 46 м, трансформируемой – 54 м.

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ КОРТ В ГАЛЛЕ

Размещение Галле (Германия)

Строительство 1994

Цель спроектировать изящное легкое покрытие привела к сооружению с радиальными вантовыми фермами, предварительно напряженными между двумя внешними сжатыми кольцами, и одним внутренним растянутым. Фундаменты покрытия вынесены за пределы стадиона.

Существенными особенностями сооружения являются:

- "Court yard №1", размещенный вдоль одной стороны "Center Court", исключил равномерную расстановку колонн. Поэтому есть только две угловые опоры, сформированные наклонными колоннами, способными передавать не только вертикальные, но и горизонтальные нагрузки от покрытия вниз к их общему фундаменту.

- два сжатых кольца не только уравновешивают горизонтальные усилия вантовых ферм посредством их искривления в плане, но и работают также как пояса вертикальной фермы, которые, вследствие большого шага колонн воспринимают вертикальные составляющие опорных реакций вантовых ферм. Для того, чтобы приспособить внутренний вырез кровли к прямоугольному плану (25 х 40 м), две вантовые фермы были сориентированы четыре угла растянутого кольца, и предварительным напряжением таких четырех пар вантовых ферм, была достигнута его требуемая внутренняя геометрия. Ширина кровли постоянна везде и составляет 28 м. Стационарное внешнее покрытие дополнено выдвигающейся внутренней крышей. Параллельно галереям для осмотра расположены на расстоянии 32 м друг от друга два рельса, подвешенные к покрытию, по которым две почти плоские внутренние кровельные панели движутся от их мест стоянки под стационарным покрытием по направлению к центру до тех пор, пока не соединятся и полностью не закроют вырез.

Проектными критериями для внутренней крыши выдвигались:

- требование быстро закрыть внутреннюю крышу, пока газон не увлажнился даже незначительно. Эта проблема была разрешена удовлетворительно: время закрывания составляет всего 1,5 минуты,
- кровля должна была оставаться прозрачной, несмотря на то: открытой или закрытой является внутренняя крыша. Это было достигнуто за счет изящества стальных конструкций, и использования большепролетных пневматически стабилизированных «подушек», выполненных из прозрачных мембран.

Постоянная мембранная крыша

Ограждающая конструкция, состоящая из стальных трубчатых арок и мембран, подвешивается к вантовым фермам несущей конструкции, но сама по себе обладает необходимой устойчивостью.

Каждая из 22 мембран размещена на 4-х арках, таким образом, что между арками и вантами формируются 5 седловидных зон. Мембрана не только нагружает арки за счет ее предварительного напряжения и других передаваемых нагрузок, но также прекрасно стабилизирует их как в вертикальном, так и горизонтальном направлении подобно пружинам.

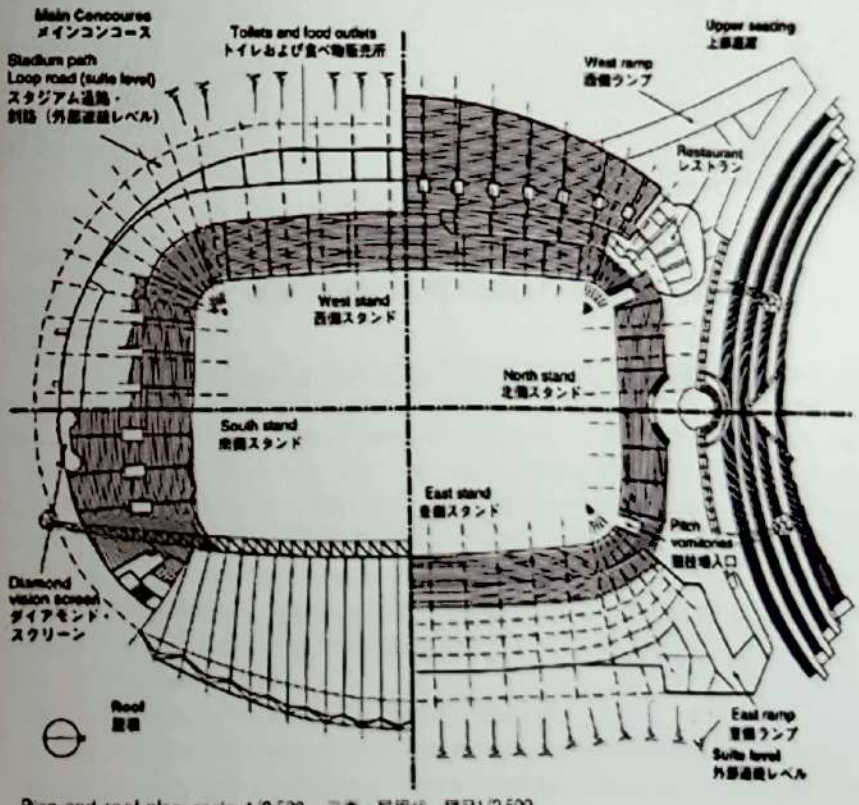
Выдвигающаяся мембранная крыша

Выдвигающаяся крыша для центрального корта в Галле перемещается простым механизмом. Одна лебедка на половину кровли, используя систему блоков и креплений канатов, перемещает одну кровельную панель в обоих направлениях. Ряд выключателей вдоль рельса и в самой лебедке гарантирует точную парковку панели в открытом и закрытом состоянии.

Внутренняя кровля состоит из 5 стальных ферм пролетом 32 м и переменной от 0,5 до 1,9 м высотой. Они соединены легкими диагональными канатами и гибкими поясами, полностью формирующими жесткую кровельную панель с соответствующей устойчивостью. Воздухоопорные подушки (5,5 х 32 м) располагаются между ригелями. Два слоя прозрачной ETFE-фольги стабилизированы постоянным внутренним давлением, и, обладая стрелой подъема 1,5 м в поперечном сечении, могут воспринять все ветровые нагрузки. Внутреннее давление в подушках производится и поддерживается непрерывно работающим, шумоизолированным вентилятором.

ПРАВИТЕЛЬСТВЕННЫЙ СТАДИОН В ГОНКОНГЕ

а)



Plan and roof plan, scale: 1/2 500 平面・屋根伏 縮尺1/2,500.

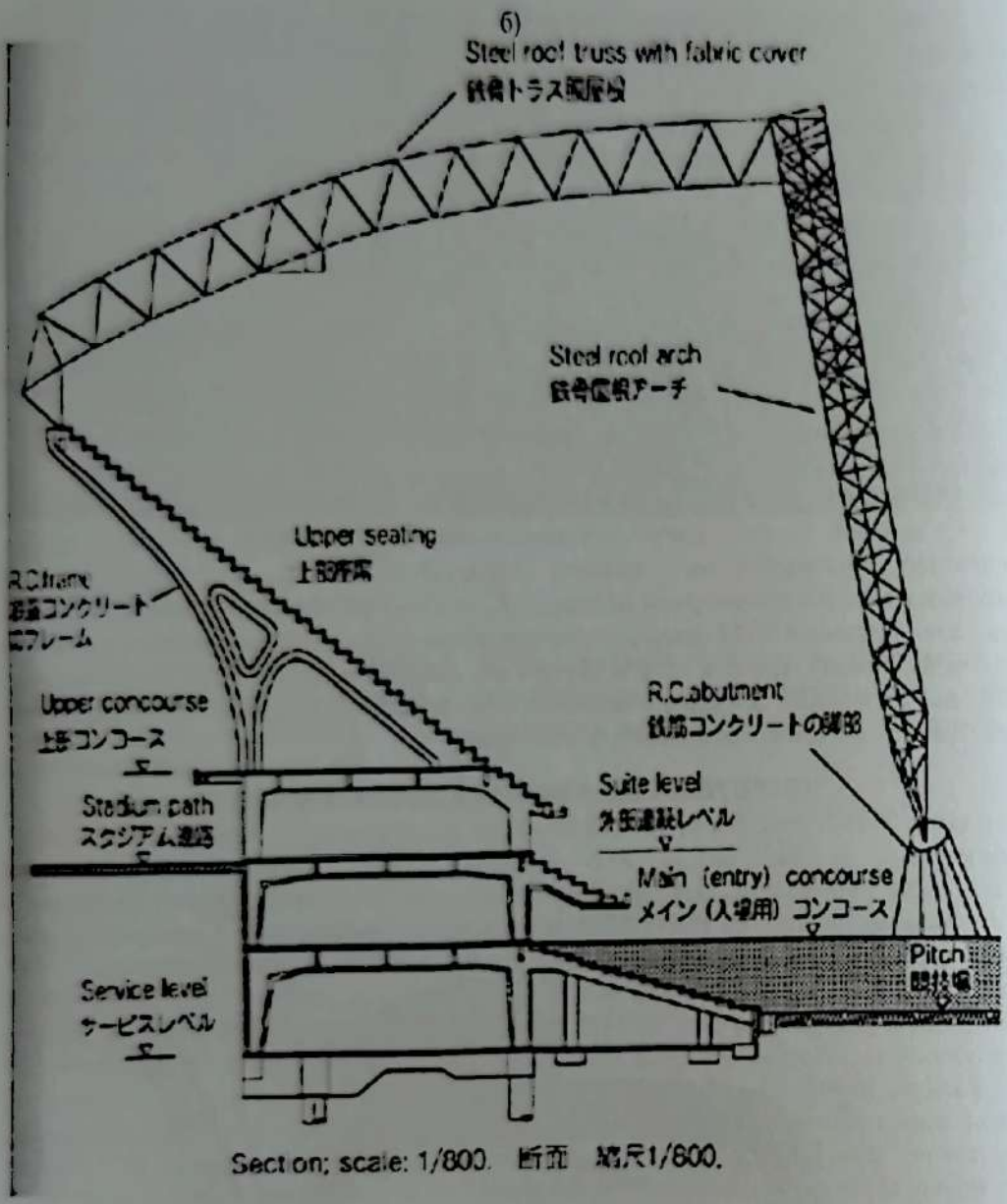
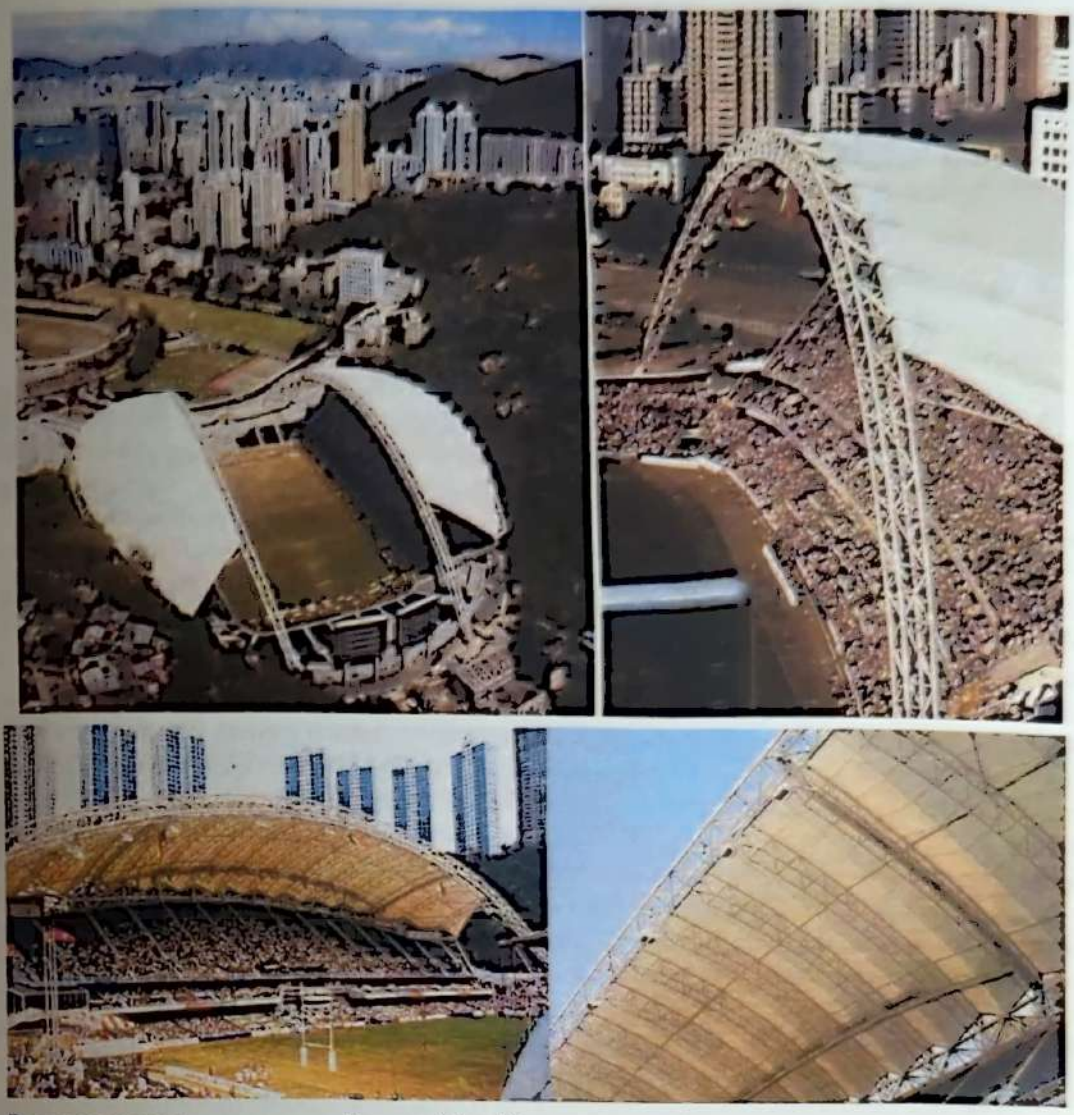


Рис. 1.46: а - план и б - поперечный разрез



Расположение Гонконг (Китай)

Ввод в эксплуатацию 1994

Собственник Royal Hong Kong Jockey Club

Проект

Отсутствие спортивных объектов, соответствующих международным стандартам, долгое время было проблемой для Гонконга, и его шесть миллионов жителей, расположившихся на 1000 квадратных километров, неизбежно отдавали приоритеты другим развлечениям. Решение, как это часто происходило в Гонконге, пришло из Королевского жокей-клуба Гонконга, сделавшего предложение по модернизации правительственного стадиона в Со Кон По, к югу от бухты Козвей на острове Гонконга. Были рассмотрены четыре проектных варианта. Для каждого из этих эскизных проектов были проанализированы финансовый, проектный, строительный, маркетинговый, конструкционный и финансовый факторы.

Короткая информация:

- 40000 мест, из которых 75 % покрыто крышей,
- стадион спроектирован для футбола и регби, но легкоатлетических дорожек,
- наличие 50-ти корпоративных боксов с собственными средствами обслуживания,
- технические средства для поп-концертов,
- подземная парковка отсутствует,

- продолжительность строительства не превысила 3 года.

Предложение

В тендерном предложении период строительства устанавливался в 36 месяцев. Конструкции представлены монолитными бетонными рамами, бетонными блоками заводского изготовления, двумя главными арками покрытия пролетом 240 м на севере и юге со стрелой подъема 55 м. Стальные фермы высотой в 6 м перекрыли пролет между арками и верхними концами бетонных подкосов заводского изготовления. Компания Dragages et Travaux Publics также предложила альтернативный проект с продолжительностью строительства 24 месяца и значительной финансовой скидкой, основанных на модифицированном конструктивном решении:

- второстепенные балки и плиты перекрытия вестибюлей выполняются в виде железобетонных элементов заводского изготовления;
- стальные фермы покрытия выполнены 12-метровыми вместо 6-метровых.

После оценки предложения был принят альтернативных проект, и договор был заключен с Dragages et Travaux Publics.

Развитие проекта покрытия

Форма покрытия в значительной степени определялась топографией холма Со Кон По, а также форма и очертания стадиона, как предполагалось, должны были отразить его расположение в долине.

В попытке иметь конструкцию, повторяющую конфигурацию края кровли, наряду с концепцией большепролетной ферменной арки рассматривались и другие варианты (в том числе искривленное покрытие в виде пространственной рамы). Эта выразительная форма стала дальнейшим шагом, в результате чего пролет арки увеличился на всю длину стадиона. Таким образом, арки стали главным элементом проекта на входе. По архитектурным причинам арочное решение пришлось выполнить симметричным.

Скальный склон в долине, на дальней стороне петли дороги, обусловил изменения в проекте. Арка приобрела вид циклоиды с большой высотой подъема, наклоненной по отношению к вертикали на 12^0. Фермами перекрывается пролет от арки к бетонным подкосам в вершине трибун. Пяты арок были закреплены штифтами, которые являются больше архитектурной особенностью, чем конструктивной необходимостью.

Конструкция

Главные арки представляют собой двухшарнирные пространственные конструкции с размерами квадратного поперечного сечения 3,5 m x 3,5 м квадратом, наклоненного 12^0 по отношению к вертикали. Пояса выполнены из стальных труб Ø406x12,5 мм, Ø406x16 мм и Ø406x20 мм с соединениями на сварке. Длина арочного отправочного элемента около 5 м; изготовленные попарно, они, таким образом, составили одну арку из 24 пар сборочных модулей. Элементы стенки, вертикальные, горизонтальные и диагональные элементы выполнены из труб диаметром от 193 мм до 273 мм.

Искривленные второстепенные кровельные фермы являются стропильными шарнирно-опертыми на концы бетонных подкосов рамами. Их пролет меняется от 40 до 55 м, и они имеют трехпоясное сечение высотой 3,5 м. Они присоединены к арке штифтами, выполненными из нержавеющей стали. Опирающиеся на подкосы, элементы работают на продольные усилия.

Лотковые кабели Ø80 мм, расположенные на половине пролета между второстепенными балками, предварительно напряжены натяжением между горизонтальными элементами ферм и одиночным элементом верхней плоскости арки. Эти горизонтальные фермы передают свои сжимающие нагрузки на второстепенные балки; поэтому горизонтальные составляющие усилий в лотковых кабелях уравновешиваются в плоскости кровли.

Обоснование нагрузок

Величины ветровых нагрузок должны были окончательно подтвердиться испытаниями в аэродинамической трубе. Исследования выполнялись на стандартные скорости тайфуна в соответствии НК-нормами. Аэроупругая модель для испытаний в аэродинамической трубе была построена для исследования взаимодействия конструкции покрытия с ветром. Результирующие ветровые нагрузки оказались выше, чем ожидалось, критические значения нагрузок возникали при ветре северного направления, действующего параллельно арке. Все это вызвало необходимость усиления конструкции и мембраны, а также привело к увеличению нагрузок на остекление.

Соединение

Вдоль верхнего края трибун конструкция усилена поперечными распорками. Вертикальные элементы ферм покрытия соединены стержневыми элементами и поэтому обеспечивают устойчивость второстепенных ферм. Они воспринимают ветровые нагрузки, действующие в продольном направлении покрытия, и передают их на конструкции трибун.

Ригели покрытия соединены друг с другом конструктивными элементами (Ø273x16 мм, Ø273x20 мм, Ø219x12,5 мм), расположенными параллельно арке, и призванными обеспечить устойчивость из плоскости и восприятие горизонтальных ветровых нагрузок от кровельной мембраны.

Мембрана

Покрытая кровлей площадь составляет 8000 м^2. Чтобы минимизировать собственный вес сооружения, в качестве кровельной мембраны была предложена PTFE-облицованная стекловолоконная ткань (в конечном итоге Shearfil-мембрана поставок Chemfab). Этот вид покрытия был новым для Гонконга в таком масштабе, но был рассмотрен клиентом и авторитетными специалистами.

На обеих сторонах покрытие было подразделено на пять больших панелей, покрывающих три кровельных отсека каждый. Мембрана имеет седловидную форму между верхними поясами арок и лотковым кабелем. Рядом с аркой она почти плоская, но увеличивает свою кривизну по направлению к внешнему краю. Стрела провиса мембраны относительно лоткового кабеля соответствует высоте ригеля покрытия. Лотковые кабели вместе с концевыми зажимами предварительного напряжения мембраны. При действии ветровой нагрузки они воспринимают большую часть ветрового отсоса.

По краям мембраны присоединяются прижимными плоскими полосами, при этом не фиксируясь на верхних поясах. Вдоль ригеля покрытия они прижаты алюминиевыми U-образными профилями, ликторсами и неопреновыми прокладками на алюминиевой основе, служащей конструктивным дополнением. Пластина прикреплена болтами к холодноформованному листовому металлическому сечению, приваренному к верхнему поясу ригеля покрытия. Вдоль краев главной арки, которая несет меньшую нагрузку, подобная деталь также используется, но U-образное сечение заменено прижимной лентой, выполненной из алюминиевой полосы.

В конечном итоге край мембраны формируется концевым кабелем, исключающим изгиб концевого ригеля. Там мембрана поджимается прижимной полосой и присоединяется U-полосами из нержавеющей стали (Fl 50x5 = 400 м.) нержавеющей стали с концевым кабелем (Ø80 мм).

Строительство

1-й год: разрушение старого стадиона началось на следующий день после турнира регби Sevens 1992 г. Только старый павильон был сохранен для игр 1993 г. В первый год была возведена входная конструкция подиума, к моменту прохождения летом 1993 г. проходил Турнир Регби. Строительство было возобновлено после завершения турнира.

2-й год: главными задачами второго года стало возведение покрытия. Ригели покрытия и арочные секции были собраны на подмостях и сварены из отправочных элементов, перед тем нанесением последних слоев антикоррозионной защиты. Каждая

арка была собрана крановыми мачтами из четырех секций, опертых в узлах, и соединены монтажной сваркой с рабочих платформ.

После окончательного окрашивания стальных конструкций монтировалась кровельная мембрана. Панели, доставленные из Австралии, подавались на для монтажа. Легкие кабели были закреплены на свободном крае, и мембрану растягивали по направлению к арке лебедками, закрепленными на поясе фермы. Развернутая ткань мембраны постепенно подтягивалась к узлам крепления, выполняемых с помощью вспомогательных стержней и концевой прижимающей полосы. В конце концов, прижатые края фиксировались, лотковые кабели подтягивались вверх талью, установленной на арке. Вслед за монтажом покрытия уже могли начаться работы по монтаж трибун и установке сидений

ЛЕДОВЫЙ ДВОРЕЦ В КРЫЛАТСКОМ (МОСКВА) [38].

Несущие конструкции покрытия над ареной. Очертание покрытия над ареной и его форма были приняты по архитектурному заданию. Покрытие в плане представляет собой сектор с центральным углом 162,7 град. Форма покрытия определена фасадными линиями, построенными с учетом минимального 6%-ного уклона кровли вдоль направлений, перпендикулярных осям ферм, для обеспечения стока дождевых и талых вод к воронкам. Наивысшие отметки находятся на оси симметрии покрытия (28.190 для оси Г-1 и 17.050 для оси И-1), наинизшие - на осях 101 и 138 (14.860 для оси Г-1 и 15.700 для оси И-1, рис. 1.47, а, б, в).

Построение поверхности покрытия завершено выполнением строительного подъема точек ферм в местах крепления вант на 250 мм для крайних ферм (оси 101 - 702 и 138 -137) и 500 мм для остальных с целью сохранения проектной формы покрытия после раскружаливания.

Общая конструктивная схема покрытия. Основными несущими элементами являются радиальные металлодеревянные фермы пролетом 50,6 м. 19 ферм Ф1 опираются по оси И-1 на главную монолитную железобетонную опору одним концом (рис. 1.48, а) и подвешены другим концом к вантовой системе (рис. 1.48, б). В местах подвески ферм Ф1 к вантам закреплена полукольцевая балка, играющая роль распорки и опорного элемента для ферм Ф2. 38 ферм Ф2 опираются на монолитные железобетонные колонны по оси Г-1 и на полукольцевую балку попарно на расстоянии 1 м в стороны от осей ферм Ф1.

Опирание ферм Ф1 по оси И-1 и ферм Ф2 на полукольцевую балку - шарнирно-неподвижное в плоскости ферм. Опирание ферм Ф2 на железобетонные колонны по оси Г-1 (рис. 1.48, в) выполнено с использованием скользящих опор, обеспечивающих радиальное и тангенциальное перемещение опор и поворот вокруг вертикальной оси. С учетом внецентренного приложения вертикальной нагрузки конструкции опор обеспечивают коэффициент трения не более 5 % при температурах свыше минус 10°С. Скользящие опоры разработаны для данного объекта ОАО Гипротрансмост.

На радиальные фермы уложены кольцевые прогоны из клееной древесины пролетом 3,5 - 9,8 м. Кольцевые прогоны по осям И-1, Г-1 и по линии полукольцевой балки выполнены стальными двутаврового сечения.

Основная часть прогонов закреплена к верхним поясам ферм шарнирно-неподвижно. Для уменьшения влияния нормальной силы часть кольцевых прогонов разомкнута путем установки прогонов с шарнирно-подвижными узлами крепления.

По прогонам смонтирован под рулонную кровлю профилированный настил с высотой гофра 114 мм. Общую устойчивость покрытия обеспечивают три связевых блока в виде крестовых связей, вертикальные связи по осям И-1, Г-1, а также вертикальные связевые фермы и распорки, установленные в пределах высоты верхних поясов ферм в середине пролета поддерживается вантовой системой, состоящей из 19 вант пролетом от 75,7 до 78,5 м, Л-образной опорой высотой ~ 50 м, в оголовок которой сходятся ванты, и двух стальных цепных оттяжек, уравновешивающих усилия от вант. Ванты расположены под углом к горизонтали от 32 до 37 град. Цепные оттяжки расходятся между собой в

плане под углом 39,1 град и имеют угол наклона к горизонтали ~ 63 град. В местах перехода наклонных частей оттяжек в вертикальные установлены V-образные распорки, упирающиеся в главную монолитную железобетонную опору. Пролет наклонной части оттяжек ~ 57,2 м, вертикальной ~ 20,6 м. Вертикальные части оттяжек имеют на концах анкерующие якоря, забетонированные в монолитных фундаментах на глубину 6,2 м. Крепление оттяжек к оголовку Л-образной опоры, V-образных распорок к оттяжкам и главной железобетонной опоре, а также опирание Л-образной опоры на главную железобетонную опору выполнено с применением специально изготовленных болтов-шарниров (осей) и цилиндрических шарнирных опорных частей.

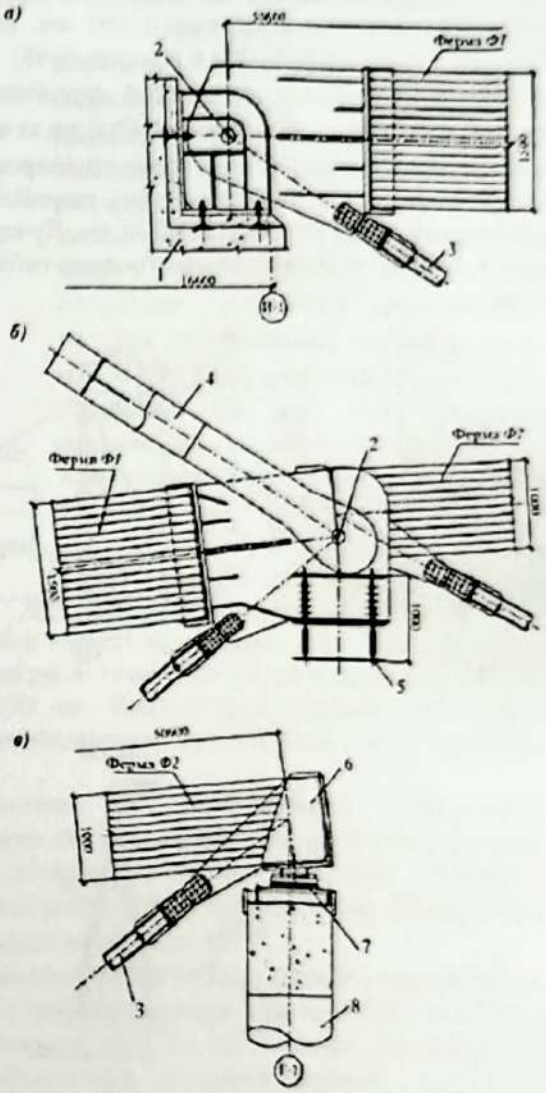


Рис. 1.47. Схема расположения элементов покрытия: а - план; б - разрез I - I; в - разрез II - II; 1 - главная монолитная железобетонная опора; 2 - У-образная распорка; 3 - ванта; 4 - Л-образная опора; 5 - полукольцевая балка; 6 - анкерный элемент; 7 - затяжка; 8 - ось шарнир

На анкерующие устройства, расположенные по концам вант, устанавливаются серьги, изготовленные из проката листовой стали. Серьги, в свою очередь, крепятся к ребрам оголовка Л-образной опоры и к стальным оконечникам ферм Ф1 болтами-шарнирами.

Радиальные фермы. В покрытии применены два типоразмера ферм. Верхние пояса металлодеревянных ферм выполнены из клееной древесины размерами 1500х480 мм для ферм Ф1 и 1000х330 мм для ферм Ф2. Растянутые нижние пояса ферм изготовлены из

горячедеформированных труб d 203х20 мм, решетка ферм - из горячедеформированных труб d 168х8 мм из стали 20. Закладные и фасонные детали в верхних поясах ферм для крепления прогонов, связей и раскосов выполнены из стали С345-3. Нижние пояса ферм крепятся к фасонкам фрикционным соединением на высокопрочных болтах М24. Крепление решетки ферм, прогонов и связей выполнено на сварке.

Для опирания ферм Ф2 на полукольцевую балку и железобетонные колонны по оси Г-1 разработаны стальные "башмаки" из стали С390, С345-3 с тангенциальной опорной частью. Верхние пояса ферм Ф1 имеют оконечники в виде вертикальных стальных листов толщиной 50мм, С390, подкрепленных из плоскости листа ребрами жесткости. В листах оконечников имеются отверстия для крепления ферм Ф1 к опорным элементам по оси И-1 и к серьгам вант с помощью болтов-шарниров d 160 мм, изготовленных из стальных поковок Гр.IV-КП 685 ГОСТ 8479-70 38ХН3МА (см. рис. 1.48).

Прогоны в основном выполнены из клееной древесины переменного по высоте сечения. Сечение прогонов на опоре - 500х140 мм. Высота сечения в пролете - от 500 до 900 мм. Стальные прогоны изготовлены из прокатных двутавров, С345-3.

Пояса ферм и прогоны из клееной древесины разработаны для данного объекта сектором несущих деревянных конструкций ЦНИИСК им. Кучеренко.

Крестовые связи в плоскости покрытия изготовлены гибкими из сдвоенной круглой стали 09Г2С-12 d 24 мм.

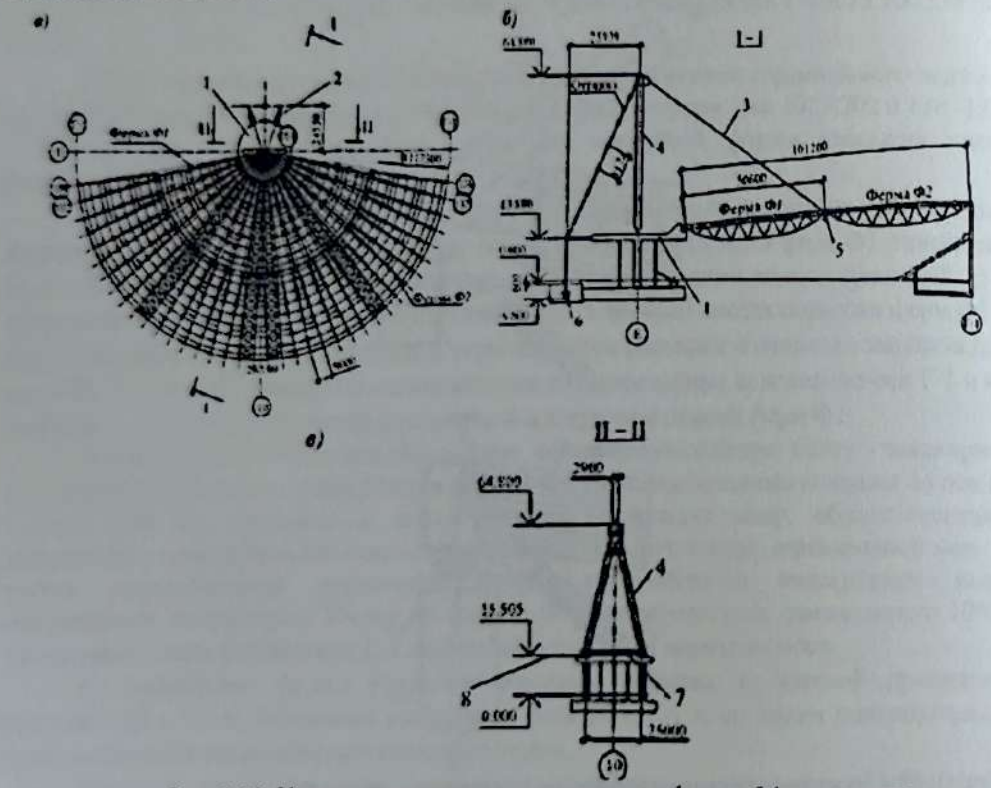


Рис. 1.48. Конструктивные узлы: а - опирания фермы Ф1 на главную железобетонную опору; б - подвески фермы Ф1 к ванте; в - опирания фермы Ф2 на железобетонную колонну; 1 - главная монолитная железобетонная опора; 2 - болт-шарнир; 3 - нижний пояс фермы; 4 - серьга ванты; 5 - полукольцевая балка; 6 - стальной "башмак" с тангенциальной опорой; 7 - подвижная опора; 8 - железобетонная колонна

Покрытие

Для натяжки связей на монтаже предусмотрены талрепы из той же стали. Вертикальные связевые фермы и распорки выполнены из горячедеформированных труб d 102 - 140 мм, сталь 20.

Полукольцевая балка представляет собой в плане прямолинейные участки между точками креплений на оконечниках ферм Ф1, описываемые окружностью радиусом 67 350 мм. Во фронтальном виде каждый участок представляет собой ломаную линию, напоминающую по форме косоур. Балка во фронтальном виде в целом повторяет форму покрытия. Сечение полукольцевой балки (1000x1120 мм) состоит из двух сварных двутавров, объединенных между собой вертикальными и горизонтальными диафрагмами. Балка собрана из листового проката толщиной 22,16, 8 мм, С345-3. Крепление каждого двутавра балки к ребрам оконечника фермы Ф1 выполнено фрикционным соединением на высокопрочных болтах М24. Горизонтальная реакция от балки в направлении, перпендикулярном оси балки, передается на оконечник фермы Ф1 через упоры.

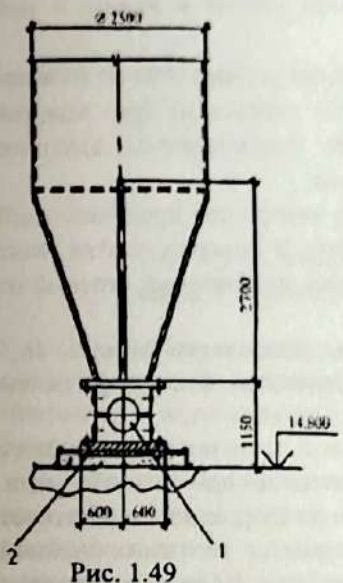


Рис. 1.49

А-образная опора. Основным сечением элементов Л-образной опоры является сварная труба наружным диаметром 2500 мм из свальцованного листа толщиной 50 мм, С390. Внутри элементов установлены кольцевые ребра жесткости с шагом 4 м. "Ноги" опоры (рис. 1.49) опираются на цилиндрические шарниры с длиной оси 3200 мм и диаметром 450 мм, установленные затем на скользящие опоры, разработанные ОАО Гипротрансмост. Между опорными узлами "ног" установлена затяжка длиной -25 м из двух вертикальных стальных листов размером 1100x30 мм, С390. Крепление затяжки к опорным стальным ребрам толщиной 80 мм, С345-3 выполнено фрикционным соединением на высокопрочных болтах М27. В фундаменте для воспринятия горизонтальных нагрузок установлены упоры.

Оголовок А-образной опоры (рис. 1.50) представляет собой сварную конструкцию из двух труб d 2500x50 мм, С390, расположенных на расстоянии 2900 мм между осями и объединенных между собой горизонтальными (сверху и снизу) листами толщиной 50 мм, С390 и вертикальными ребрами толщиной 40 мм с отверстиями для крепления серег вант болтами-шарнирами d 160 мм. Внутри труб оголовка имеются парные вертикальные стальные листы, заканчивающиеся проушинами для крепления оттяжек болтами-шарнирами d 480 мм.

Конструкция оголовка и его размеры обусловлены технологическими возможностями выполнения сварочных работ во внутренних полостях оголовка, приварки вертикальных ребер и размещения узлов крепления оттяжек. Габаритные размеры оголовка без вертикальных ребер 2960x 7216x3675 мм. Масса оголовка без вертикальных ребер ~ 56 т. Масса вертикальных ребер ~ 35 т.

Оттяжки представляют собой цепной элемент, состоящий из одинарных и парных звеньев. Длина основных звеньев в осях отверстий 8174 мм. Сечение одинарного звена 450x400 мм. Парное звено состоит из двух частей сечением 450x200 мм каждая. На монтаже парные звенья объединяли "сухарями" сваркой.

Сечения звеньев оттяжек сплошные, собранные в пакет из стальных листов толщиной 40 мм, С390 и соединенных сваркой по контуру листа.

Звенья оттяжек соединены между собой на монтаже болтами-шарнирами (осями) d 530, 480 и 450 мм. Болты-шарниры изготовлены из стальных поковок Гр.1У-КП 685 ГОСТ 8479-70 38ХН3МА.

На конце оттяжки выполнен анкерующий элемент, также изготовленный из пакетов стальных листов толщиной 40 мм, С390, сваренных по контуру между собой, и закрепленный к оттяжке болтом-шарниром. Этот элемент объединен в верхней части стальной плитой, площадь которой определяли расчетом бетона фундамента на местное сжатие и по призме выкалывания.

Распорки. Ветви V-образных распорок выполнены из сварных стальных двутавров сечением 1200х600 мм, толщиной 40 мм, С390. Ветви объединены раскосной решеткой. К оттяжке распорка присоединена болтом-шарниром d 530 мм и опирается на главную железобетонную опору через цилиндрические шарниры, аналогичные установленным под Л-образную опору.

Ванты. На покрытии применены ванты типа 31Н15 французской фирмы "Фрейссине". Ванта представляет собой пучок из 31 параллельных канатов d 15,7 мм, проходящий внутри пластиковой защитной оболочки. По концам ванты установлены фиксированные и регулируемые анкерные устройства, в которых крепятся параллельные канаты. Регулируемое анкерное устройство обеспечивает натяжку каждого отдельного каната специальным домкратом с одновременным контролем усилия в канате и при необходимости дотяжки всего пучка в целом (рис. 1.51).

Для удобства монтажа регулируемое анкерное устройство установлено на нижнем конце ванты. Сборку вант осуществляли на площадке путем нарезки из бухт канатов требуемой длины. Затем канат пропускали через верхнее фиксированное анкерное устройство и защитную оболочку в нижнее анкерное устройство.

Натяжение вант осуществляли по технологии и под контролем представителей фирмы "Фрейссине" на заданные авторами проекта усилия. В нижних частях вант установлены амортизаторы этой же фирмы для предупреждения резонансных явлений от действия пульсационной ветровой нагрузки.

Основные характеристики ванты: суммарная площадь поперечного сечения 46,5 $см^2$, минимальное разрывное усилие 820 тс, модуль упругости натянутой ванты 1,95х106кгс/$см^2$.

Статическая схема работы конструкций. Постоянные и временные нагрузки от веса кровли, снега и технологического оборудования передаются на прогоны покрытия. Прогоны покрытия работают на поперечный изгиб и нормальную силу, которая действует в прогонах за счет пространственной работы стержней, лежащих на криволинейной поверхности, и приводящей к возникновению "арочного" эффекта Нормальная сила в деревянных прогонах от расчетной нагрузки составляет примерно от ± 8 до ± 19 тс, в стальных прогонах - до 40 тс сжатия в связевом блоке и до 30 тс растяжения у оси И-1 (см. рис. 1.48). Прогоны опираются на деревянные пояса радиальных металлодеревянных ферм. Пояса ферм работают на изгиб в двух направлениях, кручение от внецентренно приложенных нормальных усилий крепления прогонов, а также на осевое сжатие. Вследствие работы ферм Ф1 (см. рис. 1.48) в Байтовой системе в качестве элемента кронштейна в верхних поясах этих ферм возникает дополнительное нормальное усилие. Сжимающее усилие в верхних поясах ферм Ф1 от расчетной нагрузки составляет ~ 465 тс, в ферме Ф2 ~ 152 тс.

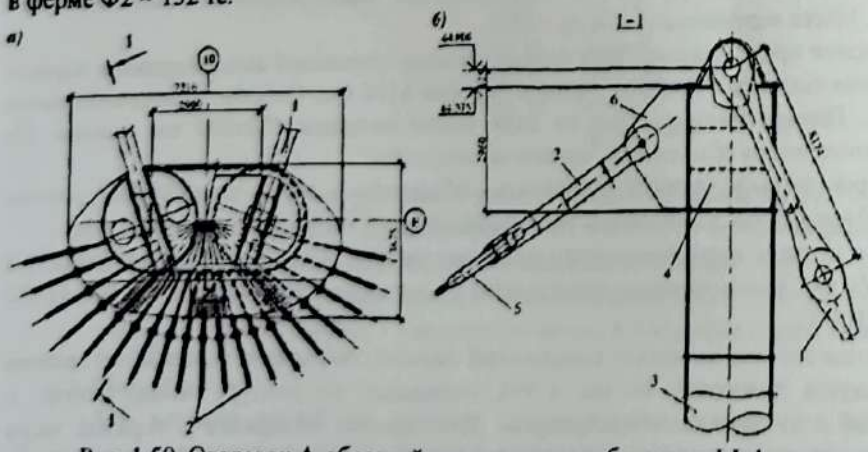


Рис. 1.50. Оголовок А-образной опоры: а - план; б - разрез I-I; 1 - оттяжка; 2 - серьга ванты; 3 - А-образная опора; 4 - оголовок; 5 - ванта; 6 - ребро оголовка

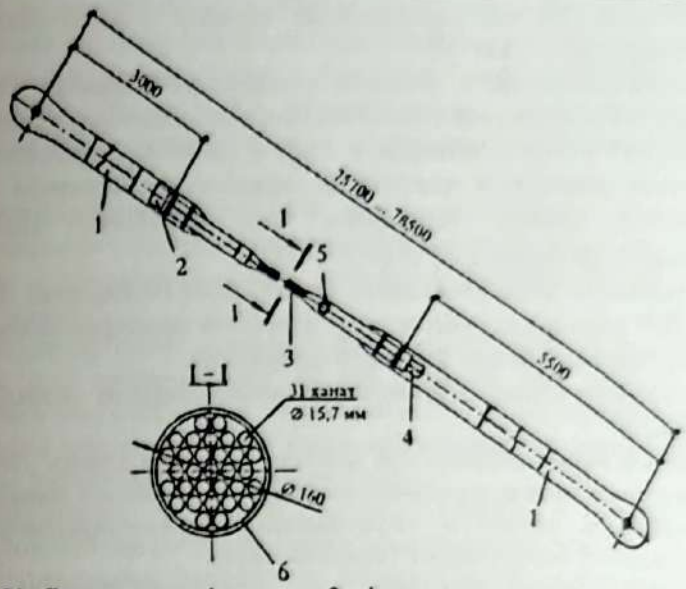


Рис. 1.51. Схема ванты: 1 - серьга; 2 - фиксированное анкерное устройство; 3 - ванта; 4 - регулируемое анкерное устройство; 5 - амортизатор; 6 – кожух

Устойчивость прогонов обеспечивает диск профнастила, устойчивость верхних поясов ферм, в том числе изгибно-крутильную, обеспечивают прогоны, связи в плоскости покрытия и вертикальные связевые фермы, расположенные в пределах высоты верхних поясов ферм.

Полукольцевая балка также испытывает все виды воздействий: поперечный изгиб в двух плоскостях, кручение и усилия растяжения - сжатия. Ввиду сложной работы балки в пространственной схеме покрытия ее сечение сконструировано с запасом прочности: напряжение в балке от всех вариантов загружения не превышает 1700 кгс/см^2 при расчетном сопротивлении стали 3050 кгс/см^2.

Максимальное усилие растяжения в ванте от расчетной нагрузки - 400 тс. Соответствующая этой нагрузке стрелка провиса ванты ~ 64 мм. Максимальное усилие в 1-й оттяжке - 4600 тс, соответствующая стрелка провиса ~ 90 мм. При симметричной нагрузке на покрытие разница усилий в оттяжках составляет не более 5 % и обусловлена фактической разницей в длинах вант, находящихся в поле допусков на геометрические размеры при изготовлении и монтаже. При несимметричной нагрузке разница усилий в оттяжках составляет ~ 12 %.

Оси вант центрированы в одной точке. Оси оттяжек центрированы в точки, расположенные на горизонтальной линии, проходящей через точку центрирования вант и лежащей в плоскости Л-образной опоры. Вследствие возможной неравномерной работы оттяжек эта опора испытывает все виды напряженного состояния: от изгиба в двух плоскостях, кручения и нормальной силы. Максимальные (минимальные) напряжения в элементах Л-образной опоры от расчетных нагрузок составляют минус 1071 кгс/см^2 (минус 2126 кгс/см^2). Максимальные сжимающие усилия в оголовке 11 860 тс, в "ногах" 6745 тс, растяжения в затяжке 1700 тс.

Для восприятия горизонтальных нагрузок, действующих в плоскости А-образной опоры, установлены упоры, которые расположены на внутренней стороне "ног" с целью избежать передачи распорного усилия на упоры вместо затяжки. Применение болтов-шарниров для монтажных креплений элементов опоры и оттяжек продиктовано простотой и надежностью соединения при больших растягивающих усилиях и повышением статической определимости расчетной схемы, что снижает влияние на нее осадок опор.

Деформационные характеристики схемы покрытия: максимальные вертикальные перемещения от нормативных нагрузок после снятия с временных опор с учетом полной

снеговой нагрузки 708 мм, максимальные сезонные вертикальные перемещения от нормативной нагрузки 271 мм.

Основные требования к монтажу конструкций покрытия. При проектировании были разработаны и оформлены отдельным проектом основные требования к организации работ по монтажу оттяжек, распорок и вант, а также по раскружаливанию (снятию с временных опор) покрытия и организации геодезического контроля на время монтажа. Данный проект служил основанием для разработки ППР, выполненного Днепропетровским филиалом ЗАО НПФ УСМП.

Необходимость разработки такого проекта была обусловлена большим значением принятых в ППР решений для обеспечения проектной геометрии покрытия, безопасности монтажа и несущей способности элементов сооружения.

Для разработки основных принципов монтажа покрытия необходимо было решить следующие задачи:

1. Учесть и минимизировать при монтаже разницу в длинах оттяжек, связанную с допусками на изготовление и плюсовыми зазорами в соединениях звеньев оттяжек.

2. Определить способ и последовательность раскружаливания оттяжек для включения их в работу после снятия с временных опор.

3. Рассчитать усилия натяжения вант, определить порядок и число подходов (этапов) натяжения, которые влияют на величину внутренних усилий в полукольцевой балке при монтаже и возможность отрыва балки от временных опор. Увеличение числа подходов (этапов) также страхует от перенатяжения вант и увеличивает точность натяжения до заданной величины с учетом падения усилий в вантах при натяжении последующих вант.

Усилия натяжения вант были рассчитаны от 70 % массы покрытия. Необходимость исключения отрыва от временных опор обусловлена тем, что при отрыве происходят дальнейшие перемещения покрытия без роста усилия в ванте.

4. Определить ход домкратов на временных опорах при раскружаливании покрытия с учетом выпавшего снега.

Все перечисленные задачи решались с использованием пространственной компьютерной модели.

Существенную помощь в определении способа раскружаливания покрытия оказал ЦНИИС, проводивший исследования на физической модели покрытия. На ранней стадии проектирования предполагалось раскружаливание покрытия путем поднятия его натяжением вант. Однако эксперимент на модели показал, что наиболее эффективным методом раскружаливания является опускание временных опор на домкратах.

Для расчета на компьютерной модели величины хода домкратов была определена эквивалентная равномерно распределенная нагрузка на момент раскружаливания, которая составила ~ 211 кгс/м^2. Нагрузку определяли косвенным путем по результатам замеров усилий в домкратах, установленных под полукольцевой балкой на временных опорах.

Монтаж покрытия осуществляло ОАО "Стальмонтаж-Оптим". Вначале установили в проектное положение полукольцевую балку на временные опоры, затем монтировали фермы, прогоны, связи и профнастил. Монтаж Л-образной опоры проводили с использованием временных опор, обеспечивающих отклонение этой опоры от вертикали на 200 мм в сторону оттяжек. Последовательно сверху вниз монтировали звенья оттяжек на временных наклонных эстакадах. По окончании установки оттяжек осуществляли бетонирование анкеров в фундаментах.

После набора бетоном 70 %-ной прочности был выполнен 1-й этап натяжения вант, при котором 19 вант натягивали симметрично попарно в последовательности и на усилия, заданные проектом.

Далее последовательно сверху вниз выполняли плавное раскружаливание наклонных оттяжек путем опускания винтовых домкратов в узлах опирания звеньев поэтапно шагом 50 мм. Ход среднего звена при раскружаливании составил

приблизительно 600 мм по горизонтали и 300 мм по вертикали. После раскружаливания оттяжек контролировали величину усилия натяжения в вантах и координаты контрольных точек для анализа данных, предусмотренных проектом. После анализа результатов 1-го этапа натяжения вант был проведен 2-й этап на усилия и в порядке, установленном проектом. Натяжение вант выполняли под руководством представителей фирмы "Фрейссине".

С помощью компьютерной модели были разработаны таблицы с усилиями в вантах на каждом этапе натяжения и раскружаливания; эти таблицы были переданы совместно с таблицей координат и приращений концов вант фирме "Фрейссине" для учета общей податливости сооружения.

Раскружаливание покрытия проводили опусканием домкратов, установленных на временных опорах под полукольцевой балкой, шагами, при которых разница в перемещениях на двух соседних опорах не превышала 50 мм до величины зазора между опорой и конструкцией покрытия 5 мм. В таком положении конструкцию выдерживали в течение суток, затем демонтировали временные опоры.

Фирма "Фрейссине" проводила замеры усилий в вантах, установку антирезонансных амортизаторов и герметизацию анкерных устройств.

В ходе раскружаливания фиксировали координаты 29 контрольных точек (точки полукольцевой балки в местах крепления вант, точки на оголовке Л-образной опоры в местах крепления оттяжек, точки на переломе оттяжек, точки на опорах и т. д.) и стрелки провиса оттяжек, а также осуществляли контроль хода домкратов. Суммарный ход домкратов при раскружаливании покрытия составил 309 мм.

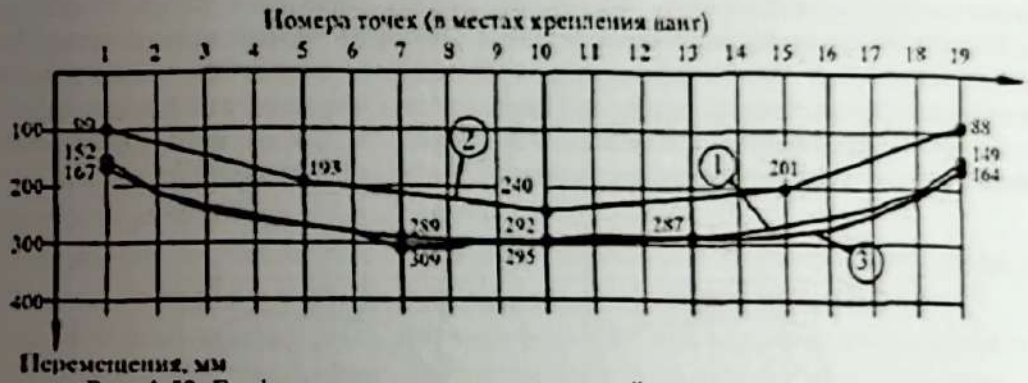


Рис. 1.52. График вертикальных перемещений контрольных точек полукольцевой балки после раскружаливания покрытия при нагрузке 211 кгс/м^2: 1 - по расчету Моспроект-4; 2 - по результатам испытания модели ЦНИИС; 3 - на основании геодезической съемки фирмы "Юстас"

В процессе и по окончании раскружаливания покрытия провели сравнительный анализ вертикальных перемещений контрольных точек полукольцевой балки и усилий в вантах по результатам расчетов на компьютерной модели, испытаний физической модели и натурных замеров, выполненных фирмами "Фрейссине" и "Юстас". Сравнительный анализ приведен в виде графиков (рис. 1.52 и 1.53).

Компьютерное моделирование. Расчеты выполнены на программном комплексе "ANSYS", версия 8.0 (США). Для поверочных расчетов и анализа результатов использовали проектно-вычислительные комплексы - SCAD Office (Украина) и Stark ES (Россия).

Провели геометрически нелинейный расчет в упругой стадии с учетом: больших деформаций; стержневых элементов, работающих только на растяжение или только на сжатие (связи и ванты); цепных элементов (оттяжки); контактных элементов, позволяющих учитывать трение.

Для создания окончательной модели было просчитано и проанализировано более 50 вариантов схем, в которых оптимизировали жесткостные, прочностные и геометрические параметры модели.

Трехмерная модель охватывает конструкции покрытия, А-образной опоры с оттяжками и конструкцию главной железобетонной опоры. Расчетная схема сооружения максимально приближена к работе реальной конструкции. Для достижения этого в модели очень подробно отслеживаются эксцентриситеты элементов, шарниры и условные шарниры (уменьшение жесткости в узле), учитывается упругая податливость свайного основания под главной железобетонной опорой и под естественным основанием железобетонного противовеса. В ходе расчета проанализированы два варианта схем: с учетом жесткости профилированного стального листа в работе покрытия как диска и без его учета. Профилированный лист смоделирован в виде крестовых связей. Площади условных связей вычисляли из подробного расчета каждой ячейки, состоящей из профилированного листа, прогонов и участков верхних поясов ферм на сдвиговые нагрузки. Расчет выполнен из условия предварительного натяжения вант на усилия, равные 70 % собственного веса покрытия. Величины предварительного натяжения вант были подобраны из условия их равномерного включения в работу, для уменьшения вертикальных перемещений системы, а также с целью исключения отрыва покрытия от временных опор. Ванта смоделирована одним стержнем, работающим только на растяжение. Нелинейная зависимость жесткости вант от величины растяжения учитывалась применением приведенных модулей упругости, которые определялись в подробных расчетах вант как гибких нитей. Найденные значения приведенных модулей проверялись по методикам фирмы "Фрейссине". При опирании ферм Ф2 на колонны по оси Г-1, а также при опирании Л-образной опоры на главную железобетонную опору был применен контактный элемент с заданным коэффициентом трения. При моделировании оттяжек были рассмотрены два варианта: замена оттяжки стержнем, работающим только на растяжение; представление оттяжки цепной линией, где каждое звено - изгибаемый элемент, соединенный с другим звеном элементом с очень малой жесткостью.

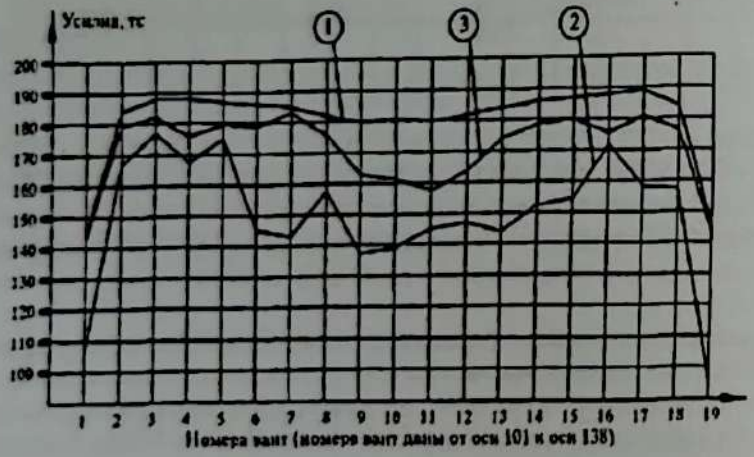


Рис. 1.53. График усилий в вантах после раскружаливания покрытия при нагрузке 211 кгс/м^2: 1 - по расчету Моспроект-4; 2 - по результатам испытания модели ЦНИИС; 3 - на основании замеров фирмы "Фрейссине"

Для корректного сбора нагрузок применили специальный элемент (SURF 154). Общее число элементов - 24 100, узлов - 18 800, неизвестных - 96 600.

В основном расчете рассмотрены следующие загружения: постоянная нагрузка (собственный вес несущих и ограждающих конструкций); технологическая; снег (3 схемы); температурные воздействия.

Были также выполнены расчеты по учету влияния разности длин оттяжек, которая определялась как сумма: неравномерных осадок опор, неравномерной выборки зазоров в звеньях оттяжек, допусков на изготовление.

Для определения собственных частот конструкции проведены модальные расчеты с учетом напряженного состояния системы при разных вариантах ее загружения. Результатами стали формы колебаний и частоты, которые учитывали для расчета на пульса-ционную составляющую ветровой нагрузки.

Наиболее сложными для расчета были три стадии монтажа:

- включение цепей оттяжек в работу. Определение максимальной величины хода домкратов на каждом шаге опускания цепей и оптимизация очередности опускания домкратов;
- предварительное натяжение вант. Рассчитывалось пошаговое натяжение каждой ванты с анализом изменения усилий в окружающих вантах. По результатам комплекса расчетов была выдана программа натяжения. При этом в процессе натяжения проводили уточняющие расчеты;
- раскружаливание покрытия. Опускание полу кольцевой балки на домкратах. Моделировали каждый шаг опускания, что позволило отслеживать и анализировать весь процесс.

Во всех расчетах были использованы подпрограммы на встроенном языке APDL с заданием исходных данных в параметрическом виде, что позволило просчитать большое количество вариантов и задавать данные о начальных несовершенствах геометрии.

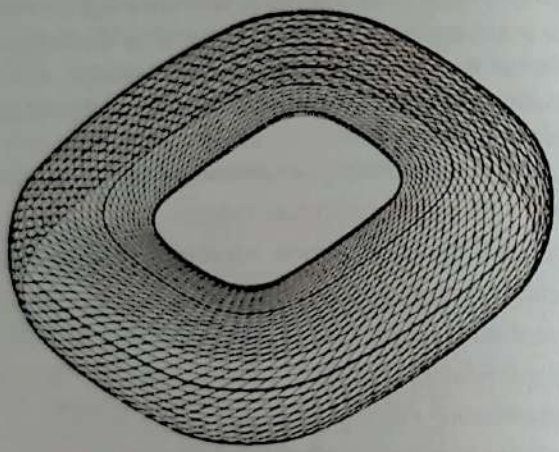
Наряду с общим расчетом выполнены расчеты сложных узлов: опирания ферм Ф2, оголовка Л-образной опоры, перестыковки звеньев оттяжек, узла анкеровки звеньев оттяжек в железобетонный фундамент и т. д. В этих расчетах учитывали: начальные несовершенства геометрии, контактную задачу, физическую и геометрическую нелинейность. Во всех расчетах учитывали коэффициент надежности по ответственности сооружения, равный 1,1.

Научно-техническое сопровождение. Для повышения качества сооружения и его надежности проведены следующие работы:

1. Модельные аэродинамические испытания сооружения и разработка рекомендаций по назначению снеговых и ветровых нагрузок (Институт механики МГУ, ЦНИИСК).
2. Исследования на физической модели в масштабе 1:50 для определения напряженно-деформированного состояния сооружения на всех этапах его загружения и раскружаливания - снятия с временных опор (ЦНИИС).
3. Разработка технических условий на изготовление и монтаж конструкций (ЦНИИСК).
4. Технический контроль качества применяемых материалов (ЦНИИСК).
5. Испытание и сертификация стальных канатов фирмы "Фрейссине" (ЦНИИС, ЦНИИСК).
6. Разработка рекомендаций по герметизации и антикоррозионной защите стальных конструкций Л- образной опоры и оттяжек (ЦНИИС).
7. Натурные наблюдения при монтаже конструкций покрытия (ЦНИИСК).

АЛЬЯНС-АРЕНА

Расположение Мюнхен (Германия)



Строительство 2005

Собственник Alpine Bau GmbH

8 февраля 2002 было принято решение построить новый мюнхенский футбольный стадион. Призом архитекторам Herzog & de Meuron стал заказ на проектирование. Стадионом были предложены защищенные от непогоды места для 67000 зрителей. Кроме того, построена крупнейшая в Европе подземная автомобильная стоянка приблизительно на 11000 мест. Строительств началось осенью 2002 г.

Ограждающая часть сооружения расщеплена в кровле, состоящей из двухслойных (белой и прозрачной фольги) подушек, таких же, как и на фасаде. Разноцветное ограждающее покрытие было признано необходимым, так как футбольные клубы, использующие стадион, хотели бы сделать его фасад подсвеченным в соответствии с цветами клуба во время футбольных матчей. Это было достигнуто с помощью светильников, вмонтированных с внутренней стороны фасадов.

Покрытие стадиона подушками из фольги гарантирует наилучшую защиту всех зрителей от непогоды в виде снега и дождя.

Потребность в максимально возможном потоке естественного света необходима для хорошего состояния травяного газона и освещения многочисленных ресторанов, офисов, киосков и боксов. Поэтому, благодаря прекрасной светопропускной способности ETFE-фольги (95%), послужившей материалом для воздухоопертых, двухслойных подушек, построенная прозрачная кровля обладает этим качеством.

Покрытие составлено из 2.816 отдельных ромбических подушек. Длина последнего ряда изменяется от 4 до 8 м, а максимальный пролет - от 2 до 4.25 м. Максимальные длины диагональных элементов около 16 м. Каждая подушка обеспечена постоянной подачей воздуха может выдержать давление снежного столба высотой около 1.6 м. Благодаря существующему оформлению узлов, фасадные подушки могут изменять длину в пределах +/- 13 мм. С этой целью Covertex разработал всемирную известную уникальную систему фиксации, гарантирующую постоянную герметичность этих соединений, учитывающую, в то же время, фактическую (трехмерную) геометрию положения узла.

Подземная часть сооружения выполнена из бетона. Проектом предусмотрены под кровлей 96 радиальных 50-метровых стальных консольных рам, связанных кольцевыми прогонами и фермами.

На этой конструкции зафиксированы стальные фрамуги, к которым ромбические подушки присоединяются водонепроницаемым соединением. Фрамуги снабжены 96 диагональными элементами, пересекающими 30 колец фрамуг. 9 из 30 колец фрамуг расположены на фасаде 40 м высоты, остальные (21 линия) располагаются на покрытии. Благодаря их пересечению с каждой диагональной линией фрамуги, образуется характерный ромбический элемент, определяющий геометрию подушки.

Приблизительно 20 кондиционирующих систем обеспечивают обогрев зрительских трибун и вентиляцию офисов.

Весь период активной фазы строительства составил 15 месяцев. В течение этого периода также решены все частные задачи, такие как, например, расчет раскроя подушек, их изготовление, производство фиксирующих профилей, заделка, вентиляция и системы кондиционирования, система подогрева водосточного желоба и т.п.

Раздел 2. Теоретические основы расчета большепролетных конструкций с учетом нелинейных эффектов

Сильно нелинейные конструкции, являющиеся, как правило, большепролетными пространственными системами различного назначения и типа, в том числе и покрытия над трибунами стадионов, находят все более широкое применение в строительстве. Это обусловлено не только их техническими особенностями, но также и значительной экономической эффективностью по сравнению с обычными конструкциями. Большепролетные конструкции, запроектированные с учетом их пространственной работы, являются более легкими, прочными и надежными, чем плоскостные системы. Можно также отметить целый ряд факторов, связанных с расчетом большепролетных пространственных конструкций, и, прежде всего, сильную нелинейность рассматриваемых систем, наличие зон одноосного напряженного состояния, адекватную формулировку интегрального закона состояния материала на основе различных реологических моделей, и многое другое.

Научно-техническая проблема, решаемая при этом, связана с разработкой теории расчета большепролетных пространственных конструкций, а также комплексным исследованием процессов их формообразования, конструирования и деформирования с учетом значительной геометрической, физической и конструктивной нелинейностей. При этом геометрическая нелинейность характеризуется большими перемещениями, физическая – неупругими деформациями, а конструктивная – изменением параметров расчетной модели в процессе работы конструкции.

Рассматриваемые задачи расчета облегченных комбинированных пространственных конструкций, составленных из фрагментов различной структуры, мерности и жесткости, обладают рядом особенностей: большой кинематической подвижностью конструкции в целом и высокой деформативностью материала, односторонним характером связей и потерей местной устойчивости в локальных зонах и т.д. Эти задачи относятся к классу сильно нелинейных эволюционных задач взаимодействия деформируемых тел. Их решение сводится к моделированию изменения свойств и структуры механической системы в процессе нагружения, решение этих задач в замкнутой форме до сих пор удалось получить лишь в весьма простейших частных случаях. Для исследования указанных комбинированных облегченных систем, отражающих свойства реальных пространственных конструкций, единственно приемлемыми и достаточно точными являются численные методы расчета. В данной работе предпочтение отдается методу конечных элементов (МКЭ) и в основном наиболее эффективному его варианту – так называемой моментной схеме конечных элементов (МСКЭ), преимущество которой заключается в том, что она построена на комбинации проекционных и вариационных методов. В связи с этим теория расчета сильно нелинейных конструкций, которая изложена в данной работе, ориентирована на теоретические предпосылки МКЭ, базирующихся на вариационных принципах механики сплошной среды, нелинейной теории упругости, теории гибких оболочек, пластин и нитей, тензорной алгебре и тензорном анализе, математическом нелинейном программировании и других сопутствующих разделах теоретической физики.

В этой части книги освещены и изложены общие принципы и способы описания (метрические и топологические) конечноэлементных моделей конструкций, алгоритмы деформирования и решения систем нелинейных и линеаризованных уравнений, проблемы алгоритмизации и управления вычислительным процессом и т.д. Приведенные соотношения МКЭ и специальных алгоритмов положены в основу реализации

соответствующих вычислительных комплексов для исследования нелинейного деформирования и формоизменения пологих и непологих, гладких и подкрепленных ребрами и стабилизирующими элементами оболочечных систем; большепролетных висячих тонких и тонколистовых оболочек на упругоподатливом контуре при наличии отверстий, ребер и вставок; мягких пневмонапряженных пневматических комбинированных конструкций при наличии тросовых стабилизирующих элементов.

2.1. Исходные соотношения нелинейной теории упругости

Подход Эйлера при изучении движения сплошных сред, будучи удобным кинематически при пространственном описании характеристик движения малопригоден при изучении принципов механики сплошной среды, потому что не то, что происходит в пространстве, а явления в самой среде определяют законы ее поведения [15, 52, 93]. Отчетливое различие равновесных конфигураций – необходимая предпосылка понимания всех протекающих физических процессов в сплошной среде и построение сильно нелинейного поведения твердых тел в механике сплошной среды.

С использованием базисных векторов в рассматриваемых конфигурациях $C^{(0)}, C^{(t)}, C^{t+\Delta t}$:

$$\overset{\circ}{\vec{e}}_i = \frac{\partial \overset{\circ}{\vec{r}}}{\partial x^i}; \qquad \vec{e}_i = \frac{\partial \vec{r}}{\partial x^i}; \qquad \overset{\bullet}{\vec{e}}_i = \frac{\partial \vec{R}}{\partial x^i} \tag{2.1}$$

и набла-операторов

$$\overset{\circ}{\nabla} = \overset{\circ}{\vec{e}}{}^s \frac{\partial(\,)}{\partial x^s}; \quad \nabla = \vec{e}^{\,s} \frac{\partial(\,)}{\partial x^s}; \quad \overset{\bullet}{\nabla} = \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^s \frac{\partial(\,)}{\partial x^s} \tag{2.2}$$

составим тензор-градиенты векторов места частицы сплошной среды в актуальной ($C^{t+\Delta t}$) и отчетной ($C^{t+\Delta t}$) равновесных конфигурациях:

$$\nabla \vec{R} = \vec{e}^{\,s} \frac{\partial \vec{R}}{\partial x^s} = \vec{e}^{\,s} \overset{\bullet}{\vec{e}}_s; \qquad \overset{\circ}{\nabla} \vec{r} = \overset{\circ}{\vec{e}}{}^s \frac{\partial \vec{r}}{\partial x^s} = \overset{\circ}{\vec{e}}{}^s \vec{e}_s. \tag{2.3}$$

Условия взаимно-однозначной соответственности можно записать в виде:

$$\left|\frac{\partial Z^t}{\partial x^k}\right| = \sqrt{G}; \qquad \left|\frac{\partial \overset{\bullet}{Z}{}^t}{\partial x^k}\right| = \sqrt{\overset{\bullet}{G}}; \qquad \sqrt{G} > 0; \qquad \sqrt{\overset{\bullet}{G}} > 0. \tag{2.4}$$

Деформацию сплошной среды характеризуем как изменение длин и направлений векторов-дифференциалов:

$$d\vec{r} = dx^s \vec{e}_s = d\vec{R} \cdot \overset{\bullet}{\nabla} \vec{r};$$

$$d\vec{R} = dx^s \overset{\bullet}{\vec{e}}_s = dr \cdot \nabla \vec{R}. \tag{2.5}$$

Вводим меры деформации Коши-Грина G и Альманзи-Гамеля – g [52]:

$$ds^2 = d\vec{r} \cdot d\vec{r} = d\vec{R} \cdot \overset{\bullet}{\nabla} \vec{r} \cdot \overset{\bullet}{\nabla} \vec{r}^{\,T} \cdot d\vec{R} = d\vec{R} \cdot \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^s \frac{\partial \vec{r}}{\partial x^s} \cdot \frac{\partial \vec{r}}{\partial x^k} \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^k \cdot d\vec{R} =$$

$$= d\vec{R} \cdot \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^s \vec{e}_s \cdot \vec{e}_k \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^k \cdot d\vec{R} = d\vec{R} \cdot G_{sk} \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^s \overset{\bullet}{\vec{e}}{}^k \cdot d\vec{R} = d\vec{R} \cdot g \cdot d\vec{R}; \tag{2.6}$$

$$dS^2 = d\vec{R} \cdot d\vec{R} = d\vec{r} \cdot \nabla \vec{R} \cdot \nabla \vec{R}^T \cdot d\vec{r} = d\vec{r} \cdot \vec{e}^{\,s} \overset{\bullet}{\vec{e}}_s \cdot \overset{\bullet}{\vec{e}}_k \vec{e}^{\,k} \cdot d\vec{r} = d\vec{r} \cdot \overset{\bullet}{G}_{sk} \vec{e}^{\,s} \vec{e}^{\,k} \cdot d\vec{r} = d\vec{r} \cdot G \cdot d\vec{r}, \tag{2.7}$$

где

$$\vec{e}_s \cdot \vec{e}_k = G_{sk}; \quad \overset{\bullet}{\vec{e}}_s \cdot \overset{\bullet}{\vec{e}}_k = \overset{\bullet}{G}_{sk};$$

$$G = \overset{\cdot}{G}_{ik}\,\bar{e}^{i}\bar{e}^{k}; \qquad g = G_{ik}\,\overset{\cdot}{e}^{i}\overset{\cdot}{e}^{k}. \tag{2.8}$$

В качестве отсчетной в Евклидовом пространстве выбираем конфигурацию C' и вводим вектор перемещений:

$$\bar{u} = \bar{R} - \bar{r}. \tag{2.9}$$

По отношению к начальной неискаженной (натуральной) равновесной конфигурации $C^{(0)}$ вектор $\bar{u}$ является вектором приращений перемещений. Полное перемещение в конфигурации $C^{t+\Delta t}$ определяется по формуле:

$$\overset{\cdot}{u} = u + \bar{u}. \tag{2.10}$$

До сих пор мы рассматривали актуальную конфигурацию $C^{t+\Delta t}$ близкую к исходной C', когда параметр «t» фиксирован и соответственно имеем локальное поле скоростей при фиксированных x^i. Теперь рассмотрим функцию места частицы $M(x^k)$ в актуальной конфигурации $C^{x}_{t+\Delta t}$ в состоянии, когда актуальной конфигурации $C^{t+\Delta t}$ сообщается в фиксированный момент времени «t» перемещение – $\Delta t\,\partial u(x^i,t)/\partial t$ с точностью до линейных слагаемых относительно малого параметра Δt, т.е.:

$$\bar{R}^{x} = \bar{R} + \frac{\partial u\left(x^i,t\right)}{\partial t}\Delta t;$$

$$\delta^{x}\bar{R} = \bar{R}^{x} - \bar{R} = \Delta t\partial u(R;t)/\partial t;$$

$$\overset{\cdot}{e}{}_{i}^{x} = \overset{\cdot}{e}_{i} + \Delta t\partial\bar{V}(R;t)/\partial x^{i} \tag{2.11}$$

и разыскиваемые приращения величин, характеризуются деформацией:

– для скалярной величины

$$\Phi\left(\bar{R}^{x}\right) = \Phi\left(\bar{R}\right) + \Delta t\Phi^{\bullet}, \tag{2.12}$$

где

$$\Phi^{\bullet} = \lim_{\Delta t\to 0}\frac{1}{\Delta t}\left[\Phi\left(\bar{R}^{x}\right) - \Phi\left(\bar{R}\right)\right] = \bar{V}\cdot\nabla\Phi \tag{2.13}$$

– конвективная производная скалярной функции $\Phi\left(\bar{R}\right)$.

Таким образом, конвективный перенос обусловлен полем локальных скоростей $\bar{V}$, т.е. материальная производная скалярной функции (абсолютная или субстанциональная):

$$\frac{D\varphi}{Dt} \equiv \frac{d\varphi}{dt} \equiv \dot{\varphi} = \frac{d\varphi}{dt} + \varphi^{\bullet},$$

$$\delta^{x}\varphi = dt\bar{V}\cdot\nabla\varphi = dt\varphi^{\bullet}; \tag{2.14}$$

где $\dfrac{\partial\varphi}{\partial t}$ – локальная производная; $\varphi^{\bullet} = \bar{V}\cdot\nabla\varphi$ – конвективная производная.

Материальные производные вектора и тензора определяются с помощью формул:

– для вектора

$$\frac{d\bar{a}}{dt} \equiv \dot{\bar{a}} = \frac{\partial\bar{a}}{\partial t} + \bar{V}\cdot\nabla\bar{a};$$

$$\delta^{x}\bar{a} = dt\bar{V}\cdot\nabla\bar{a}, \tag{2.15}$$

– для тензора 2-го ранга

$$\frac{dQ}{dt} \equiv \dot{Q}\left(\bar{R};t\right) = \frac{\partial Q\left(\bar{R};t\right)}{dt} + \bar{v}\cdot\nabla Q\left(\bar{R};t\right);$$

$$\delta^{x}Q\left(\bar{R};t\right) = dt\bar{V}\cdot\nabla Q\left(\bar{R};t\right). \tag{2.16}$$

Поле ускорений $\bar{a}$ определяется по формуле:

$$\vec{a} = \frac{\partial \vec{v}}{dt} + \vec{v} \cdot \nabla \vec{v} = \frac{\partial \vec{v}}{dt} + \nabla \vec{v}^T \cdot \vec{V} \tag{2.17}$$

или в глобальной системе координат:

$$\vec{a} = a^{i'}\Big|_{x'} \vec{e}_{i'} + v^{k'} \overset{\cdot}{C}{}^{i'}_{k'} \frac{\partial v^{j'}}{\partial x^{j'}} \vec{e}_{i'}. \tag{2.18}$$

Первое слагаемое в (2.18) обусловлено дифференцированием скорости $\vec{v}$ по t при фиксированной конфигурации $\vec{R}$, а второе конвективным переносом конфигурации:

$$\vec{R} + d\vec{R} = \vec{R} + \vec{V}dt. \tag{2.19}$$

Соотношения (2.11)÷(2.19) используются при исследовании нестационарных полей, когда места точек сплошной среды явно зависят от времени.

В соответствии с постановкой задачи и принятыми соотношениями теории в приращениях в определяющих уравнениях используются тензоры конечных деформаций, которые соответственно мерам деформации могут быть двух видов [15, 52]:

– Коши-Грина

$$\gamma = \frac{1}{2}\left(G - E\right) = \frac{1}{2}\left(\overset{\cdot}{G}_{sk} - G_{sk}\right)\vec{e}^{\,s}\vec{e}^{\,k}; \quad E = \vec{e}^{\,s}\vec{e}_s; \tag{2.20}$$

$$\gamma = \frac{1}{2}\left(\nabla\vec{u} + \nabla\vec{u}^T + \nabla\vec{u}\cdot\nabla\vec{u}^T\right); \qquad \nabla\vec{u} = \nabla_i u^j \vec{e}^{\,i}\vec{e}_j, \tag{2.21}$$

– Альманзи-Гамеля

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{2}\left(E - g\right) = \frac{1}{2}\left(\overset{\cdot}{G}_{sk} - G_{sk}\right)\overset{\cdot}{e}{}^{s}\overset{\cdot}{e}{}^{s}; \quad E = \overset{\cdot}{e}{}^{s}\overset{\cdot}{e}_s; \tag{2.22}$$

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{2}\left(\overset{\cdot}{\nabla}\vec{u} + \overset{\cdot}{\nabla}\vec{u}^T - \overset{\cdot}{\nabla}\vec{u}^T\cdot\overset{\cdot}{\nabla}\vec{u}^T\right); \quad \overset{\cdot}{\nabla}\vec{u}^T = \overset{\cdot}{\nabla}_i u^j \overset{\cdot}{e}_j \overset{\cdot}{e}^i. \tag{2.23}$$

При использовании нестационарных областей в Евклидовом пространстве для вычисления приращений тензоров конечных деформаций необходимо учитывать конвективный перенос в конфигурацию $C^{s}_{t+\Delta t}$:

– для меры деформации Коши

$$G^{\chi} = G + 2\Delta t\nabla\vec{R}\cdot\dot{\tilde{\varepsilon}}\cdot\nabla\vec{R}^T + \Delta t^2\nabla\vec{R}\cdot\overset{\cdot}{\nabla}\vec{V}\cdot\overset{\cdot}{\nabla}\vec{V}^T\cdot\nabla\vec{R}^T; \tag{2.24}$$

– для тензора деформации Коши-Грина

$$\gamma^{\chi} = \gamma + \Delta t\dot{\gamma}, \tag{2.25}$$

где

$$\dot{\tilde{\varepsilon}} = \frac{1}{2}\left(\overset{\cdot}{\nabla}\vec{V} + \overset{\cdot}{\nabla}\vec{V}^T\right); \tag{2.26}$$

$$\dot{\gamma} = \frac{1}{2}\left[\left(\nabla\vec{V} + \nabla\vec{V}^T\right) + \left(\nabla\vec{V}\cdot\nabla\vec{u}^T + \nabla\vec{u}\cdot\nabla\vec{V}^T\right)\right]; \tag{2.27}$$

$\dot{\gamma} = \dot{\tilde{\varepsilon}}$ в актуальной конфигурации.

2.2. Соотношения теории напряжений

Исходя из соотношений нелинейной теории упругости [10, 15, 52] рассматриваем тензор напряжений функционалом истории деформирования твердого тела в Евклидовом пространстве места и времени $\mathcal{E}\left(\vec{R};t\right)$ [93, 81]:

$$\tau\left(\vec{R}(\vec{r},t)\right) = \tau\left(\nabla\vec{R}(\vec{r},\tau) + \nabla\nabla\vec{R}(\vec{r},\tau) + \ldots\right) \tag{2.28}$$

и вводим в актуальной конфигурации $C^{t+\Delta t}$ симметричный истинный тензор напряжений Коши:

$$\tau = \tau^{ik} \dot{e}_i \dot{e}_k, \tag{2.29}$$

а также вводим симметричный второй тензор напряжений Пиола–Кирхгоффа:

$$\sigma = \sigma^{ij} \bar{e}_i \bar{e}_j \tag{2.30}$$

отнесенный к отсчетной конфигурации C^t.

Тензоры τ и σ симметричны и связь между ними устанавливается формулами:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\dot{G}}{G}} \dot{\nabla} \bar{r}^T \cdot \tau \cdot \dot{\nabla} \bar{r}; \qquad \sigma^{ij} = \sqrt{\frac{\dot{G}}{G}} \tau^{ij}. \tag{2.31}$$

Рассматривая величины, характеризующие сплошную среду с позиций теории в приращениях, целесообразно функцию напряжений для материальной частицы представить сложной тензор-функцией в результате эволюции деформирования сплошной среды в отсчетном Евклидовом пространстве $\varepsilon(\bar{R};t)$:

$$\tau(t) = \tau\left(\bar{\varepsilon}(t)\right), \tag{2.32}$$

при этом обеспечивается индифферентность напряженного состояния при использовании тензора приращений конечных деформаций Альманзи–Гамеля и тензора деформаций скорости $\dot{\bar{\varepsilon}}$ (2.23), (2.26).

Тогда тензорную функцию полных напряжений (2.32) можно представить криволинейным интегралом в пространстве $\varepsilon(\bar{R};t)$ по параметру «t», начиная от натурального (неискаженного) состояния [6, 10, 76]:

$$\tau\left(\bar{\varepsilon}(t)\right) = \int_0^t \tau_{,\varepsilon} \cdot\cdot\, \dot{\bar{\varepsilon}}\, dt, \tag{2.33}$$

где t – параметр времени пространства $\mathcal{E}(\bar{R};t)$ или параметр возмущения; $\dot{\bar{\varepsilon}} \equiv \dot{\gamma}$ – тензоры деформации скорости Альманзи-Гамеля или Коши-Грина в актуальной конфигурации. В соответствии с (2.33) на интервале $[t, t+\Delta t]$ конфигураций C^t и $C^{t+\Delta t}$ при выполнении необходимых и достаточных условий интегрального закона состояния [6, 96] напряжения равны разности первообразных функций $\tau(\varepsilon(t))$ на концах интервала:

$$\tau\left(\bar{\varepsilon}(t)\right) = \int_t^{t+\Delta t} \tau_{,\varepsilon} \cdot\cdot\, \dot{\bar{\varepsilon}}\, dt = \dot{\tau}\left(\dot{\bar{\varepsilon}}(t+\Delta t)\right) - \tau'\left(\dot{\bar{\varepsilon}}'(t)\right). \tag{2.34}$$

Учитывая близость конфигураций C^t и $C^{t+\Delta t}$ для приращений напряжений:

$$\dot{\tau} = \dot{\tau} - \tau' \tag{2.35}$$

можно использовать в качестве уравнения состояния обобщенный закон Гука, распространенный на область конечных деформаций (закон Сетха для актуальных конфигураций) [52]:

$$\dot{\tau} = \underset{4}{\dot{C}} \cdot\cdot\, \dot{\bar{\varepsilon}}; \qquad \dot{\tau} = \tau' + \tau \tag{2.36}$$

и с учетом соотношений (2.31):

$$\dot{\sigma} = \underset{4}{\dot{C}} \cdot\cdot\, \gamma \qquad \dot{\sigma} = \sigma' + \sigma. \tag{2.37}$$

Тензорные уравнения (2.36), (2.37) в компонентной форме имеют вид:

$$\dot{\tau}^{ij} = \left[\lambda \dot{G}^{ij} \dot{G}^{kl} + \mu\left(\dot{G}^{ik} \dot{G}^{jl} + \dot{G}^{il} \dot{G}^{jk}\right)\right] \dot{\tilde{\varepsilon}}_{kl}; \tag{2.38}$$

$$\dot{\sigma}^{ij} = \left[\lambda G^{ij} G^{kl} + \mu\left(G^{ik} G^{jl} + G^{il} G^{jk}\right)\right] \dot{\gamma}_{kl}, \tag{2.39}$$

где λ, μ – упругие постоянные Ляме.

Для вычисления приращения функции напряжений в варьируемой актуальной конфигурации (с учетом конвективного переноса) $C^{x}_{t+\Delta t}$ воспользуемся формулами:

$$\tau = \left(\vec{R};t+\Delta t\right)^{X} = \tau\left(\vec{R};t+\Delta t\right) + \delta^{X}\tau\left(\vec{R};t+\Delta t\right). \tag{2.40}$$

Приращение функции напряжений в конфигурации $C^{x}_{t+\Delta t}$ за счет конвективного переноса можно вычислить с помощью объективной производной [52, 93] или воспользоваться соотношением интегрального закона состояния (2.34), (2.36), когда вариация функции $\delta^{X}\tau\left(\vec{R};t+\Delta t\right)$ в актуальной конфигурации обусловлена полем скоростей $\vec{V}$ и тензором деформации скоростей, т.е. получим:

$$\delta^{X}\tau\left(\vec{R};t+\Delta t\right) = \overset{\cdot}{C}^{X}_{4}\cdot\cdot\,\dot{\tilde{\varepsilon}}, \tag{2.41}$$

где

$$\dot{\tilde{\varepsilon}} = \frac{1}{2}\left(\overset{\cdot}{\nabla}\vec{V} + \overset{\cdot}{\nabla}\vec{V}^{T}\right);$$

$$\overset{\cdot}{C}^{X}_{4} = \overset{\cdot}{C}^{ijkl}_{X}\,\vec{e}^{\,X}_{i}\vec{e}^{\,X}_{j}\vec{e}^{\,X}_{k}\vec{e}^{\,X}_{l};$$

$$\overset{\cdot}{C}^{ijkl}_{X} = \lambda\overset{\cdot}{G}^{ij}_{X}\overset{\cdot}{G}^{kl}_{X} + \mu\left(\overset{\cdot}{G}^{ik}_{X}\overset{\cdot}{G}^{jl}_{X} + \overset{\cdot}{G}^{il}_{X}\overset{\cdot}{G}^{jk}_{X}\right), \tag{2.42}$$

где $\overset{\cdot}{G}^{ik}_{X}$ – единичный метрический тензор в конфигурации $C^{x}_{t+\Delta t}$, который вычисляется по формуле (2.24).

Рассмотрим концептуально постановку краевых задач нелинейной теории упругости и приведем в связи с этим некоторые соотношения из функционального и тензорного анализа. Сделаем некоторый акцент на преобразованиях в метрическом пространстве вообще и на аффинных преобразованиях (деформациях) в частности.

Если рассматривать краевые задачи классической теории упругости, то с позиции нелинейной теории упругости в общем случае они не имеют единственного решения. Для первой краевой задачи необходимо разрешить кинематическое уравнение движения сплошной среды в момент времени «t», при этом, известна только неискаженная конфигурация при t=0 ($C^{t=0}$), т.е. имеем последовательность решений, когда каждое искомое решение должно удовлетворять кинематическим уравнениям движения сплошной среды при ускорении равном нулю, а при определении абсолютных скоростей и ускорений необходимо еще использовать процедуры варьирования последовательности актуальных конфигураций – $C^{x}_{t+\Delta t}$ (см. формулы (2.11)÷(2.17)).

Вторая краевая задача – статическая задача, когда необходимо задать распределения вектора поверхностных сил $\vec{q}$ и краевые условия на поверхности. Трудности при формулировке краевых условий второй задачи заключаются в том, что деформированная поверхность S^{1} наперед неизвестна, необходимо ограничивать класс поверхностей, рассматривая конкретные задачи, но это не относится к общей задаче. Неизвестны не только поверхность, но и направление поверхностных сил в деформированном состоянии (последовательности актуальных конфигураций при различных значениях параметра абсолютного времени $\tau = 0, t_1, t_2, \ldots, t_n, t_{n+1}, t_k$. Поэтому при рассмотрении второй краевой задачи нелинейной теории упругости (основной задачи) ограничимся рассмотрением двух видов поверхностного нагружения:

– консервативного («мертвого» поверхностного нагружения) на S:

$$\vec{N}\cdot\tau = \overset{\cdot}{q}; \qquad \overset{\cdot}{q} = \vec{q}\,\frac{ds}{dS};$$

$$\frac{ds}{dS} = \sqrt{\frac{g}{G}}\left(\vec{n}\cdot G^{-1}\cdot\vec{n}\right)^{\frac{1}{2}}, \tag{2.43}$$

и на S:

$$\vec{n}\cdot\sigma\cdot\nabla\vec{R} = \vec{q}, \tag{2.44}$$

при этом поверхностная сила задана на поверхности S тела в отсчетной конфигурации;

– неконсервативного («следящего») нагружения – избыточного или гидростатического давления:

на S: $\quad -p\vec{N} = \vec{N}\cdot\tau;$

на S: $\quad -\sqrt{\frac{G}{g}}p\vec{N}\cdot\dot{\nabla}\vec{r}^{\,\cdot} = \vec{n}\cdot\sigma\cdot\nabla\vec{R}.$

Решение второй краевой задачи должно удовлетворять уравнениям равновесия в V-объеме актуальной конфигурации, следовательно, главный вектор и главный момент должны быть равны нулю в этой $C^{t+\Delta t}$ конфигурации:

$$\int_V \dot{\rho}\vec{k}dV + \int_S \dot{q}dS = 0; \tag{2.45}$$

$$\int_V \vec{R}\times\dot{\rho}\vec{k}dV + \int_S \vec{R}\times\dot{q}dS = 0. \tag{2.46}$$

С учетом уравнения неразрывности [52] имеем:

$$\dot{\rho}\sqrt{g} = \rho\sqrt{G} = \dot{\rho}\sqrt{\dot{G}};$$

$$\sqrt{g} \equiv \dot{\upsilon}; \qquad \sqrt{G} \equiv \upsilon; \qquad \sqrt{\dot{G}} \equiv V \tag{2.47}$$

и соотношений (2.43), из которых для «мертвого» нагружения:

$$\dot{q}dS = \vec{q}dS, \tag{2.48}$$

уравнение для главного вектора приобретает вид:

$$\int_\upsilon \rho\vec{k}d\upsilon + \int_s qds = 0, \tag{2.49}$$

т.е. если главный вектор обращается в нуль в объеме υ отсчетной конфигурации C^t, то это гарантирует равенство его нулю в актуальной конфигурации. Этого нельзя сказать о главном моменте. Условием обращения его в нуль в объеме V актуальной конфигурации $C^{t+\Delta t}$ условие совместности Синьорини [93]:

$$\int_\upsilon \left(\vec{R}-\vec{r}\right)\times\rho_0\vec{k}d\upsilon + \int_s \left(\vec{R}-\vec{r}\right)\times\vec{q}ds = 0. \tag{2.50}$$

По заданию внешних сил вектор места $\vec{R}$ актуальной конфигурации, как и в классической теории упругости, определяется с точностью до жесткого перемещения. Осложнения возникают для неконсервативного силового тензора [52, 93]. Поэтому решение второй краевой задачи нелинейной теории упругости прямым подходом (путем «лобовой атаки») не дает результатов. Для конечных значений градиентов:

$$\nabla\vec{u} = \nabla\vec{R} - E$$

из натуральной отсчетной конфигурации возможно построение с учетом разложений функций деформаций в ряд Тейлора в элементарной окрестности, когда исходное приближение служит решением линейной (линеаризованной) теории.

Третья краевая задача нелинейной теории упругости – смешанная, когда на одной части тела S_1 задаются кинематические условия (перемещения), а на другой ее части S_2 – статические краевые условия (внутренние усилия). Эта задача может быть сформулирована на основе принципа стационарности Рейсснера [52, 93]. Существует, конечно, большое

многообразие постановок задач нелинейной теории упругости, например, контактные задачи и т.д. Некоторые из них, например, условная вариационная задача на основе упругости по Грину и учетом уравнений связей напряжений и деформаций будут рассмотрены ниже.

2.3. Основные принципы моментной схемы МКЭ в расчетах нелинейных систем

Опыт решения задач механики деформируемого твердого тела показал, что традиционный способ получения матриц жесткости, основанный на применении процессов Ритца или Галеркина [47, 53, 91], для специальных кусочно-гладких координатных функций, нередко обладает сравнительно медленной сходимостью, в особенности для оболочек и массивных тел сложных криволинейных форм в том числе, с резко изменяющейся геометрией или вырожденной формой [6, 8, 14, 31, 67, 69, 78, 82, 83]. В подобных дискретных локальных зонах наблюдается снижение точности решений или склонность к быстрому накоплению ошибок в течение вычислительного процесса, что обусловлено не столько физико-механическими свойствами элементов, сколько особенностями аппроксимации функций перемещений, деформаций и напряжений в криволинейных системах координат. Факт замедленной сходимости решений, когда используемая аппроксимация перемещений не позволяет точно описать смещения КЭ как жесткого целого, отмечается многими авторами [8, 33, 48, 49, 55, 71, 95]. Предложены различные способы учета свойств жестких смещений КЭ: корректировка полученных матриц жесткости для всей конечно-элементной модели; применение изопараметрических элементов с линейными аппроксимирующими функциями и др. Причиной, обусловливающей неучет жестких смещений и ложный сдвиг, является то, что на основе используемых высокоточных аппроксимирующих функций формы координат и перемещений невозможно достаточно точно описать все виды деформаций, входящих в матрицы жесткости КЭ. Этой негативной закономерности в значительной степени можно избежать за счет использования аппроксимаций функций перемещений, деформаций и напряжений на основе тензорных рядов [85]. Эффективность такого подхода при использовании метода конечных элементов обусловлена, прежде всего, объединением преимуществ двух наиболее эффективных численных методов – проекционного (метода моментов) и вариационного, а также инвариантностью тензорных рядов по отношению к любым произвольным системам, в том числе, локальным криволинейным. При разложении, например, компонент деформаций в ряд Тейлора наряду с собственно деформациями присутствуют жесткие повороты, которые существенно превышают соответствующие коэффициенты разложения деформаций [6]. В моментной схеме конечных элементов (МСКЭ), суть которой изложена в [6], устранение негативных явлений некорректного учета жестких смещений достигается отбрасыванием выше указанных членов разложений функций деформаций, описывающих повороты, что с точки зрения теории метода конечных элементов соответствует минимизации соответствующих вторых инвариантов функций деформаций, или дополнению аппроксимирующих исходных полиномов локальных подобластей КЭ до полных.

Рассмотрим шестигранный криволинейный конечный элемент, отнесенный к локальным криволинейным координатам ξ^1, ξ^2, ξ^3 (см. рис. 2.1).

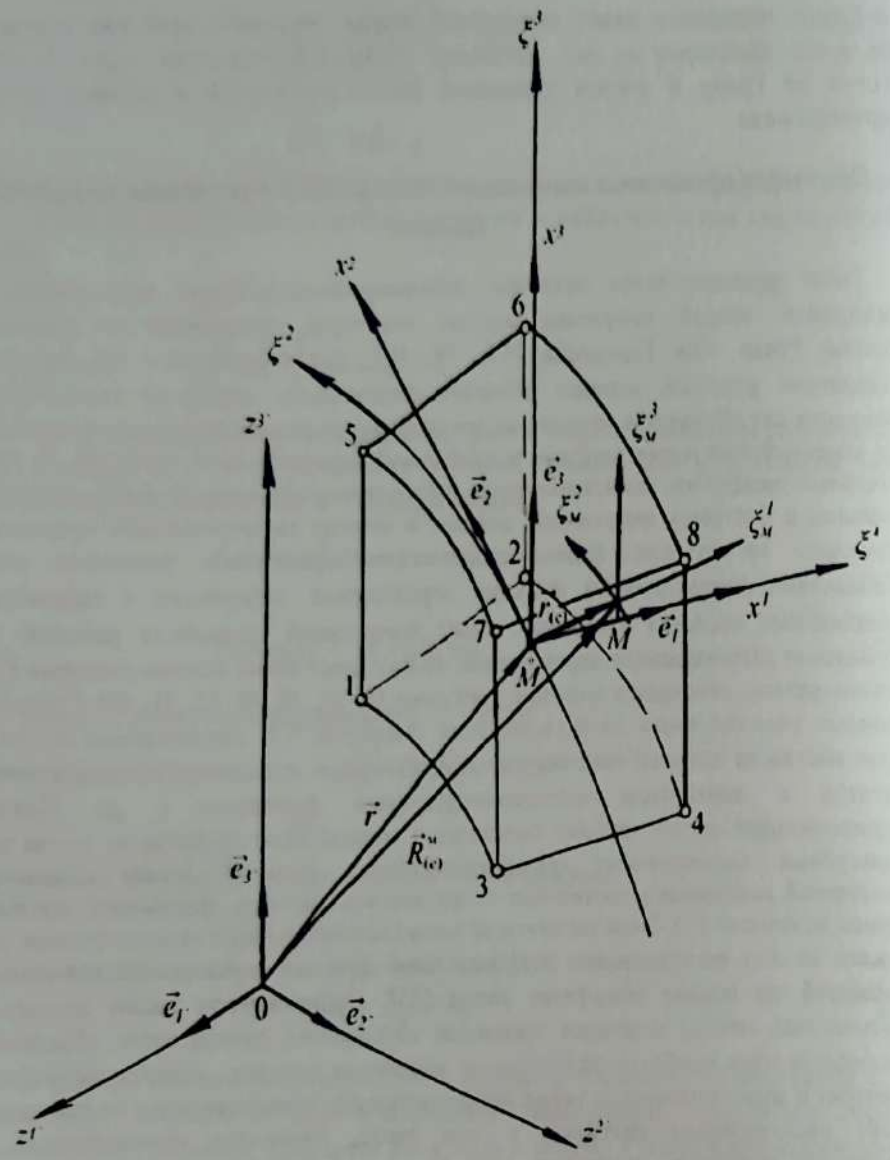


Рис. 2.1. Шестигранный криволинейный конечный элемент, отнесенный к локальным криволинейным координатам ξ^1, ξ^2, ξ^3

Соответственно векторы основного и взаимного базисов в элементарных окрестностях конечных элементов определяются через радиус-вектор $\vec{r}_{(e)}$ (в точке M):

$$\vec{e}_i\left(\xi^1,\xi^2,\xi^3\right)=\partial\vec{R}^M_{(e)}/\partial\xi^i=\partial\left(\vec{r}+\vec{r}_{(e)}\right)/\partial\xi^i=\partial\vec{r}_{(e)}/\partial\xi^i. \qquad (2.51)$$

Наряду с криволинейными координатами ξ^i точкам конечного элемента (подобласти $r_{(e)}$) можно поставить в соответствие прямолинейные координаты x^1, x^2, x^3 (см. рис. 2.1), начало которых совпадает с началом координат ξ^1,ξ^2,ξ^3, в которых масштабными векторами будут векторы $\vec{e}_i(0,0,0)$, как частный случай для центра конечного элемента. Считаем, что координаты ξ^i и x^i связаны между собой взаимно однозначными достаточно гладкими функциями, а радиус вектор $\vec{r}_{(e)}$ определяется относительно начала координат x^i:

$$\vec{r}_{(e)} = x^m_{(e)}\vec{e}_m; \qquad x^m_{(e)} = x^m_{(e)}\left(\xi^1, \xi^2, \xi^3\right) \tag{2.52}$$

Вектор перемещений $\vec{u}$ в области $r_{(e)}$ представим разложением в тензорный ряд Маклорена с удержанием четырех членов ряда:

$$\vec{u} = \vec{u}^{\circ} + \vec{r}_{(e)} \cdot \nabla\vec{u}^{\circ} + \frac{1}{2}\vec{r}_{(e)}\vec{r}_{(e)} \cdot\cdot \nabla\nabla\vec{u}^{\circ} + \frac{1}{6}\vec{r}_{(e)}\vec{r}_{(e)}\vec{r}_{(e)} \cdots \nabla\nabla\nabla\vec{u}^{\circ} + \ldots, \tag{2.53}$$

В скалярном виде относительно системы координат x^i ряд можно представить в виде:

$$u_i = u_i^{\circ} + x^n\nabla_n u_i^{\circ} + \frac{1}{2}x^m x^n \nabla_m \nabla_n u_i^{\circ} + 1/6\nabla_l\nabla_m\nabla_n u_i^{\circ} x^l x^m x^n + \ldots, \tag{2.54}$$

где ковариантные производные в общем случае вычисляются как сложные функции относительно координат x^i в соответствии с (2.52), т.е. в начале координат ξ^1, ξ^2, ξ^3 имеем:

$$\nabla_i u_j^{\circ} = \left.\frac{\partial u_j}{\partial x^i}\right|_{(0)} = \left.\left(\frac{\partial u_j}{\partial \xi^s}\frac{\partial \xi^s}{\partial x^i}\right)\right|_{(0)};$$

$$\nabla_m\nabla_i u_j^{\circ} = \left.\left(\frac{\partial^2 u_j}{\partial x^m \partial x^i}\right)\right|_{(0)} = \left.\left(\frac{\partial}{\partial \xi^n}\left(\frac{\partial u_j}{\partial \xi^s}\frac{\partial \xi^s}{\partial x^i}\right)\frac{\partial \xi^n}{\partial x^m}\right)\right|_{(0)}. \tag{2.55}$$

Анализ численных исследований [85] показал, что разложение функций перемещений в ряды Маклорена (2.55) относительно локальных криволинейных ξ^i и прямолинейных x^i координат при одинаковом количестве удерживаемых членов ряда имеет одинаковый порядок аппроксимации, причем коэффициенты ряда (2.54), как ковариантные производные от вектора перемещений, которые есть производными по прямолинейным координатам в начале координат и взаимно однозначно определяются как производные по криволинейным координатам по формулам (2.55). Это позволяет рассматривать для криволинейных координат конечных элементов перемещения непосредственно как функции координат x^i и соответственно глобальных координат Z^{ii}, что существенно упрощает соотношения, т.е. при использовании метрики в центре КЭ. При численном интегрировании по локальной области $r_{(e)}$ все соотношения интегрируются в координатах ξ^i.

2.4. Алгоритмы решения нелинейных задач

При больших перемещениях и конечных деформациях равновесное стояние конечноэлементных моделей гибких оболочек описывается хорошо известными в теории упругости системами нелинейных уравнений. Существует много методов решения нелинейных уравнений, таких как метод последовательных приближений [36], метод Ньютона-Канторовича [37], методы продолжения, методы минимизации, обобщенные линейно-нелинейные методы [72] и др. Метод продолжения по параметру возмущения часто классифицируется как метод последовательных нагружений, приводящий к численному интегрированию системы обыкновенных дифференциальных уравнений [70].

Большинство итерационных методов обеспечивает сходимость к точному решению только при наличии достаточно близкого к нему начального приближения. Методы продолжения можно рассматривать как способ получения начальных приближений, расширяющих область сходимости используемого метода. Исходя из этого, можно

рассмотреть три специальных алгоритма, основанные на комбинации метода продолжения по параметру возмущения со следующими методами:

1. Методом дискретных торможений.

2. Методом регуляризации с итерациями по Ньютону в сочетании с методом неполной нижней релаксации, обобщенным на случай нелинейных уравнений [6].

3. Дискретным аналогом метода Шварца в сочетании с методом Ньютона-Канторовича [90].

Идеи создания этих алгоритмов применительно к расчету сильно-нелинейных конструкций изложены в [39, 40, 42].

Анализ описанных в данной главе численных экспериментов показал, что разработанные алгоритмы обладают достаточно высокой сходимостью, обеспечивают необходимую точность и могут успешно пользоваться для решения задач статики нелинейных мембран, тонких и мягких оболочек, а также комбинированных механических систем.

В системе ПАРУС [43] метод дискретных торможений является основным и наиболее универсальным методом решения задач статики различных комбинированных мембранно-вантовых и пневмонапряженных конструкций.

Итерационные методы решения разностных эллиптических задач можно трактовать как методы установления решения уравнения, описывающего некоторый нестационарный процесс. Задачу статики пневмонапряженной мягкой оболочки сведем к задаче отыскания равновесных состояний динамической конечноэлементной модели, уравнение движения которой на данном шаге нагружения имеет вид *)

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+\{F(u)\}-\{Q(u)\}=0, \tag{2.56}$$

где $[M]$, $[C]$ – матрицы, интерпретируемые как матрицы масс и вязкого демпфирования дискретной модели; $\{F(u)\}$, $\{Q(u)\}$ – соответственно векторы обобщенных внутренних и внешних сил дискретной модели МКЭ; $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$, $\{u\}$ – векторы ускорений, скоростей и неизвестных приращений перемещений; точкой обозначена операция дифференцирования по времени t.

Равновесие системы, достигнутое на предыдущем шаге, нарушено приращением внешних воздействий. Цель метода установления состоит в разыскании решения (2.56), приводящего через некоторое время дискретную модель в новое равновесное положение, соответствующее новому уровню статических внешних воздействий. При этом должны соблюдаться уравнения равновесия:

$$\{F(u)\}-\{Q(u)\}=0. \tag{2.57}$$

Скорость установления зависит от демпфирующих свойств модели и эффективности алгоритма численного интегрирования системы уравнений (2.56). Управление процессом осуществляется путем надлежащего выбора матриц $[M]$, $[C]$ и параметров алгоритма интегрирования.

При построении алгоритмов решения (2.56) воспользуемся следующими аппроксимационными формулами Ньюмарка [8]:

$$\{\dot{u}^{n+1}\}=\{\dot{u}^{n}\}+\left[(1-\alpha)\{\ddot{u}^{n}\}+\alpha\{\ddot{u}^{n+1}\}\right]\Delta t,$$
$$\{u^{n+1}\}=\{u^{n}\}+\{\dot{u}^{n}\}\Delta t+\left[\left(\frac{1}{2}-\beta\right)\{\ddot{u}^{n}\}+\beta\{\ddot{u}^{n+1}\}\right]\Delta t^{2}. \tag{2.58}$$

*) Последующие формулы справедливы для каждого шага продолжения по параметру. Чтобы не загромождать выкладок, там, где это не нарушает ясности изложения, индекс шага продолжения не указывается

В зависимости от значений параметров α, β можно получить различные неявные и явные разностные схемы. Так, при $\alpha = \frac{1}{2}$ и $\beta = \frac{1}{4}$ уравнения (2.58) приводятся к виду:

$$\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} = \left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\} + \Delta t\left\{\ddot{u}^{n}\right\}; \quad \left\{u^{n+1}\right\} = \left\{u^{n}\right\} + \Delta t\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\}, \tag{2.59}$$

что соответствует представлению скоростей и ускорений через центральные разности:

$$\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} = \frac{\left\{u^{n+1}\right\} - \left\{u^{n}\right\}}{\Delta t}; \qquad \left\{\ddot{u}^{n}\right\} = \frac{\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} - \left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\}}{\Delta t}. \tag{2.60}$$

В методе динамической релаксации (ДР), используемом в [41] для решения систем линейных уравнений, в качестве $[M]$ и $[C]$ выбраны диагональные матрицы, элементы которых пропорциональны диагональным коэффициентам матрицы жесткости системы уравнений равновесия. Обобщая ДР применительно к решению нелинейной системы (2.57) полагаем:

$$[M] = \rho[D]; \quad [C] = c[D]; \quad [D] = diag[K]; \qquad [K] = \left[\frac{\partial\left(\left\{F(u)\right\} - \left\{Q(u)\right\}\right)}{\partial\{u\}}\right]_{\{u\}=0}, \tag{2.61}$$

где ρ – плотность среды; c – коэффициент вязкого сопротивления.

Подставим в (2.60) вычисленные по (2.56) значения компонент вектора ускорений в точке n, используя (2.61) и среднее значение вектора скоростей вида:

$$\left\{\ddot{u}^{n}\right\} = \frac{1}{2}\left(\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} + \left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\}\right).$$

В результате получим рекуррентные формулы метода динамической релаксации:

$$\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} = \frac{2 - c\Delta t/\rho}{2 + c\Delta t/\rho}\left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\} - \frac{2\Delta t/\rho}{2 + c\Delta t/\rho}[D]^{-1}\left(\left\{F\left(u^{n}\right)\right\} - \left\{Q\left(u^{n}\right)\right\}\right);$$

$$\left\{u^{n+1}\right\} = \left\{u^{n}\right\} + \Delta t\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\}. \tag{2.62}$$

Известны другие варианты методов установления. Соотношения метода вязкой релаксации могут быть получены из (2.56) при $[M] = 0$, $[C] = c[E]$, $\alpha = 1$ (неявная разностная схема для параболического уравнения):

$$c^{n+1}[E]\left\{\dot{u}^{n+1}\right\} + \left\{F\left(u^{n+1}\right)\right\} - \left\{Q\left(u^{n+1}\right)\right\} = 0;$$

$$\left\{\dot{u}^{n+1}\right\} = \frac{1}{\Delta t}\left(\left\{u^{n+1}\right\} - \left\{u^{n}\right\}\right), \tag{2.63}$$

где E – единичная матрица.

Матрица Якоби для нелинейной системы (2.63) в точке n имеет вид:

$$\left.\frac{\partial\left(c^{n+1}[E]\frac{1}{\Delta t}\left(\{u^{n+1}\}-\{u^{n}\}\right)+\{F(u^{n+1})\}-\{Q(u^{n+1})\}\right)}{\partial\{u^{n+1}\}}\right|_{(n)}=\frac{c^{n}}{\Delta t}[E]+[K^{n}] \qquad (2.64)$$

Тогда решение уравнения (2.63) сводится к итерациям типа Ньютона по формулам:

$$\left([K^{n}]+\frac{c^{n}}{\Delta t}[E]\right)\{\Delta u_{i+1}^{n+1}\}=-\{F(u_{i}^{n+1})\}+\{Q(u_{i}^{n+1})\}-c^{n}[E]\{\dot{u}_{i}^{n+1}\};$$

$$\{u_{i+1}^{n+1}\}=\{u_{i}^{n+1}\}+\{\Delta u_{i+1}^{n+1}\};$$

$$\{\dot{u}_{i+1}^{n+1}\}=\frac{\{u_{i+1}^{n+1}\}-\{u^{n}\}}{\Delta t}. \qquad (2.65)$$

При решении сильно нелинейных задач численная устойчивость и более высокая скорость сходимости итерационного процесса обеспечивается, если пренебречь членом $c^{n}[E]\{\dot{u}_{i}^{n+1}\}$ в правой части (2.65). Тогда структура (2.65) совпадает со структурой регуляризации решений сеточных уравнений по А.А.Самарскому. В качестве оператора-регуляризатора выступает матрица $c^{n}[E]/\Delta t$. При $\Delta t=1$ и $c^{n}=0$ алгоритм (2.65) сводится к непосредственному решению системы (2.57) методом Ньютона-Рафсона.

В предложенном В.Н.Кислооким методе дискретных торможений (ДТ) установление решения системы (2.56) обеспечивается не только учетом диссипативных сил, но и введением в процессе численного интегрирования дискретного затухания (торможения) в те моменты времени, когда система «проскакивает» равновесное положение. В моменты торможения, которые характеризуются локальными максимумами кинетической энергии системы, скорости всех точек приравниваются нулю.

Применительно к расчету гибких и мягких оболочек реализованы и исследованы следующие варианты методов установления.

1. ДТ без дополнительной диссипации (метод дискретных торможений на основе явной разностной схемы):

$$\left\{\dot{u}_{0}^{n+\frac{1}{2}}\right\}=\left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\}-\frac{\Delta t}{\rho}[D]^{-1}\left(\{F(u^{n})\}-\{Q(u^{n})\}\right);$$

$$\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\}=H(\Delta T_{0}^{n})\left\{\dot{u}_{0}^{n+\frac{1}{2}}\right\}+\left(H(\Delta T_{0}^{n})-1\right)\frac{\Delta t[D]^{-1}}{\rho}\left(\{F(u^{n})\}-\{Q(u^{n})\}\right);$$

$$\{u^{n+1}\}=\{u^{n}\}+\Delta t\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\}; \qquad (2.66)$$

– ДТ в сочетании с методом Ньютона (метод дискретных торможений с использованием соотношений неявной разностной схемы (2.64)):

$$\left\{\dot{u}_{(0)}^{n+\frac{1}{2}}\right\}=\left\{\dot{u}_{(0)}^{n-\frac{1}{2}}\right\}-\frac{\Delta t}{\rho}[K^{(n)}]^{-1}\{\gamma_{1}(u^{n})\};$$

$$\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} = H(\Delta)\left\{\dot{u}_{(0)}^{n+\frac{1}{2}}\right\} + (H(\Delta)-1)\frac{\Delta t}{\rho}\left[K^{(n)}\right]^{-1}\left\{h(u^n)\right\};$$

$$\left\{u^{n+1}\right\} = \left\{u^n\right\} + \Delta t\left\{\dot{u}_{(0)}^{n+\frac{1}{2}}\right\}, \tag{2.67}$$

где

$$\left\{h(u^n)\right\} = \left\{F(u^n)\right\} - \left\{Q(u^n)\right\}; \quad H(\Delta) = \begin{cases} 0, & \Delta < 0 \\ 1 & \Delta \geq 0 \end{cases} \tag{2.68}$$

– функция Хевисайда:

$$\Delta T_0^n = \left\{\dot{u}_0^{n+\frac{1}{2}}\right\}^T [D]\left\{\dot{u}_0^{n+\frac{1}{2}}\right\} - \left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\}[D]\left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\} \tag{2.69}$$

– приращение «кинетической» энергии системы.

2. Сочетание ДТ с динамической релаксацией (2.62):

$$\left\{\dot{u}_0^{n+\frac{1}{2}}\right\} = \frac{2-c\Delta t/\rho}{2+c\Delta t/\rho}\left\{\dot{u}^{n-\frac{1}{2}}\right\} - \frac{2\Delta t/\rho}{2+c\Delta t/\rho}[D]^{-1}\left(\left\{F(u^n)\right\} - \left\{Q(u^n)\right\}\right);$$

$$\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\} = H(\Delta T_0^n)\left\{\dot{u}_0^{n+\frac{1}{2}}\right\} + \left(H(\Delta T_0^n)-1\right)\frac{\Delta t}{2\rho}[D]^{-1}\left(\left\{F(u^n)\right\} - \left\{Q(u^n)\right\}\right);$$

$$\left\{u^{n+1}\right\} = \left\{u^n\right\} + \Delta t\left\{\dot{u}^{n+\frac{1}{2}}\right\}. \tag{2.70}$$

3. Сочетание ДТ с покоординатным дискретным демпфированием: в формулах (2.70) коэффициент вязкости $c_{(i)}$, соответствующий i-ому уравнению, зануляется, когда точка движется к своему положению равновесия, а не от него:

$$c_{(i)} = H\left(\left(\dot{u}_i^{n-\frac{1}{2}}\right)^2 - \left(\dot{u}_i^{n+\frac{1}{2}}\right)^2\right)c. \tag{2.71}$$

Сходимость итерационных процессов (2.62), (2.66) или (2.70) контролируется по норме вектора невязки $\left(\left\{\ddot{u}^{n+1}\right\}\right)^2$. Итерационный процесс считается законченным, если

$$\left(\left\{\ddot{u}^{(n+1)}\right\}\right)^2 < \varepsilon, \tag{2.72}$$

где ε – заданная малая величина.

2.5. Особенности численного исследования нелинейных систем

Одним из самых эффективных направлений использования вычислительной техники при проектировании объектов строительства являются прочностные расчеты. Сейчас трудно себе представить проектирование достаточно сложной конструкции, здания или сооружения без численного моделирования их поведения как при статических, так и при динамических воздействиях. Наиболее применяемым методом решения указанных задач является МКЭ, на базе которого в настоящее время реализовано большое количество различных вычислительных комплексов практически для всех видов ЭВМ. Тем не менее, постоянное совершенствование вычислительной техники, в том числе появление персональных компьютеров с новыми, ранее недоступными, возможностями, еще более расширяет сферу его применения. Последнее, с одной стороны, а также усложнение решаемых задач, с другой стороны, вызывает дальнейшее совершенствование программного обеспечения.

Указанный процесс характерен для всего программного обеспечения расчетов и проектирования строительных конструкций и имеет постоянный характер. Однако уже сейчас развитие программного обеспечения достигло уровня, на котором удается достаточно удобно не только реализовывать наиболее приближенные к действительности (без ограничений на конфигурацию и структуру объекта, условия симметрии, необходимость фрагментации, типы используемых конечных элементов) модели разнообразных (в том числе сильно нелинейных) объектов, но и выполнять их расчет на реальные (без ограничений на величину и тип, направление и время действия) нагрузки и воздействия. При этом конструктивная сложность и экстремальность условий работы исследуемых объектов обусловила необходимость проведения их расчетов в уточненной постановке, то есть с использованием больших и сверхбольших конечно-элементных моделей, насчитывающих тысячи и даже десятки тысяч узлов и элементов.

Здесь следует отметить, что построение указанных моделей в принципе вполне осуществимо с использованием существующих стандартных подходов. Однако уже сейчас этот процесс, как правило, начинает представлять собой весьма сложную самостоятельную проблему, связанную с наглядностью графического отображения создаваемых моделей, которые, как правило, оказываются недостаточно разборчивыми и удобочитаемыми. Поэтому ограничения на размер задачи все чаще переходят из технической плоскости в плоскость возможности человека по восприятию и анализу представленной на экране монитора информации. Последнее особенно существенно для задач большой размерности, поскольку для них помимо указанных трудностей также резко возрастает вероятность появления многочисленных ошибок при вводе и контроле исходных данных: типов и свойств конечных элементов, узлов, нагрузок, воздействий, граничных условий и т.д. Таким образом, именно эти причины приводят к увеличению трудоемкости и времени выполнения вычислительных работ.

Вместе с тем улучшение технологии проведения расчетов и проектирования сложных пространственных объектов может быть достигнуто, помимо привлечения все более совершенного программного обеспечения, также путем усовершенствования методики построения их конечно-элементных моделей. Последнее достигается последовательным применением к объекту принципов декомпозиции его общей схемы на отдельные составляющие, независимой обработки указанных составляющих и их последующего синтеза в единую модель. Поэтому для построения численных моделей рассматриваемых объектов была применена методика, включающая следующие этапы [124]:

- изучение и анализ общей конструктивной схемы объекта, а также выбор принципов ее возможного адекватного упрощения;

- декомпозиция общей конструктивной схемы объекта на отдельные структурные элементы по неким, заранее определенным признакам;
- последовательная разработка расчетных схем отдельных структурных элементов объекта;
- последовательная реализация конечно-элементных моделей отдельных структурных элементов объекта;
- сборка конечно-элементных моделей отдельных структурных элементов с последовательным объединением их в глобальную конечно-элементную модель объекта.

Применение предложенной методики позволило значительно упростить реализацию численных моделей сложных пространственных объектов не только за счет упрощения процедуры их построения, уменьшения ошибок при вводе данных и улучшения контроля исходной информации, но также и за счет сведения, как правило, нерегулярной структуры объекта к квазирегулярным структурам составляющих его структурных элементов.

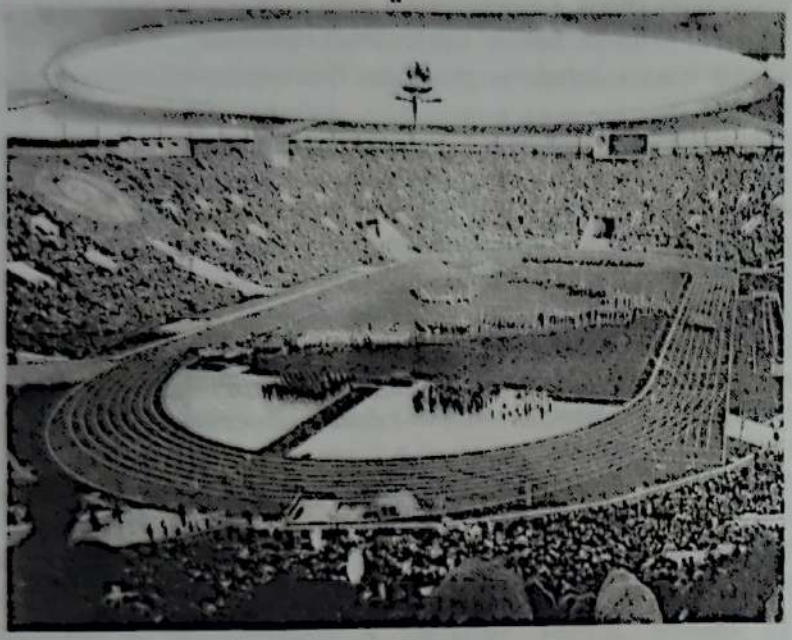
Ниже приведены примеры, иллюстрирующих применение предложенной методики при выполнении расчетов и проектировании ряда сложных и уникальных сильно нелинейных объектов, отличающихся сложной (в том числе нерегулярной) геометрией и топологией, а также предельными и запредельными режимами работы.

2.6. Теоретическо-экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния висячего покрытия над трибунами стадиона

Изложенная в предыдущих главах методология расчета сильно-нелинейных систем ее преимущества по сравнению с другими подходами наиболее наглядно проявилась в исследовании большепролетных комбинированных конструкций покрытий таких спортивно-зрелищных сооружений как спортивные арены центральных столичных стадионов, общая площадь покрытия которых достигает 40000 м^2 и более.

Рассмотрим один из вариантов проекта покрытия над трибунами большой спортивной арены Центрального стадиона в Лужниках (Россия, г. Москва), в расчете рассматриваемых конструктивных вариантов покрытия которого ведущую роль выполняли авторы книги. Общий вид макета мембранного козырька над трибунами и конструктивная схема покрытия представлены на рис. 2.2.

а



б

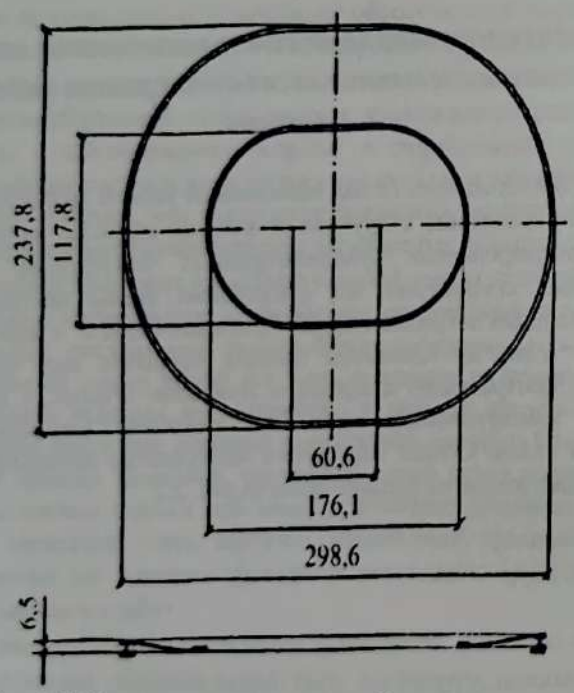


Рис. 2.2. Конструктивная схема мембранного покрытия

Большепролетное мембранное покрытие в плане имеет овальную форму (см. рис. 2.2, *б*) с наружными размерами полуосей соответственно 300 и 240 м. Мембранный козырек шириной 60 м полностью перекрывает трибуны и опирается на упруго-податливый наружный контур, имеет внутреннее висячее кольцо (галерея для размещения светильников), ограничивающее не перекрываемое свободное пространство (футбольное поле стадиона).

Цель выполненного расчета заключалась в численном моделировании формоизменений конструкций покрытия по заданным условиям монтажа и определении

исходной формы оболочки, в определении внутренних усилий в опорном контуре и внутреннем кольце от полной расчетной нагрузки, а также в определении поля перемещений конечно-элементной модели покрытия в деформированном состоянии и полей напряжений дискретной модели расчетной части покрытия.

Для достижения поставленной цели решены две основные задачи:

– задача формоизменения элементов конструкции покрытия с учетом технологии монтажа конструктивных элементов при последовательном изменении топологии дискретной модели и граничных условий в расчетной схеме;

– задача прочностного расчета на постоянные и временные статические воздействия с использованием полученной исходной формы покрытия.

Конструктивная схема мембранного покрытия стадиона (см. рис. 2.2, *б*) имеет две плоскости симметрии по главным осям овального плана. Учитывая, что исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкции покрытия проводились на симметричные нагрузки и воздействия, в качестве топологических и расчетных схем принята 1/4 часть покрытия, причем горизонтальная плоскость глобальной декартовой системы координат $0Z^1Z^2Z^3$ (рис. 2.3) проходит на абсолютной отметке 148,0 м, так что относительная отметка наружного контура мембранного козырька в системе координат $0Z^1Z^2Z^3$ составляют 10 м.

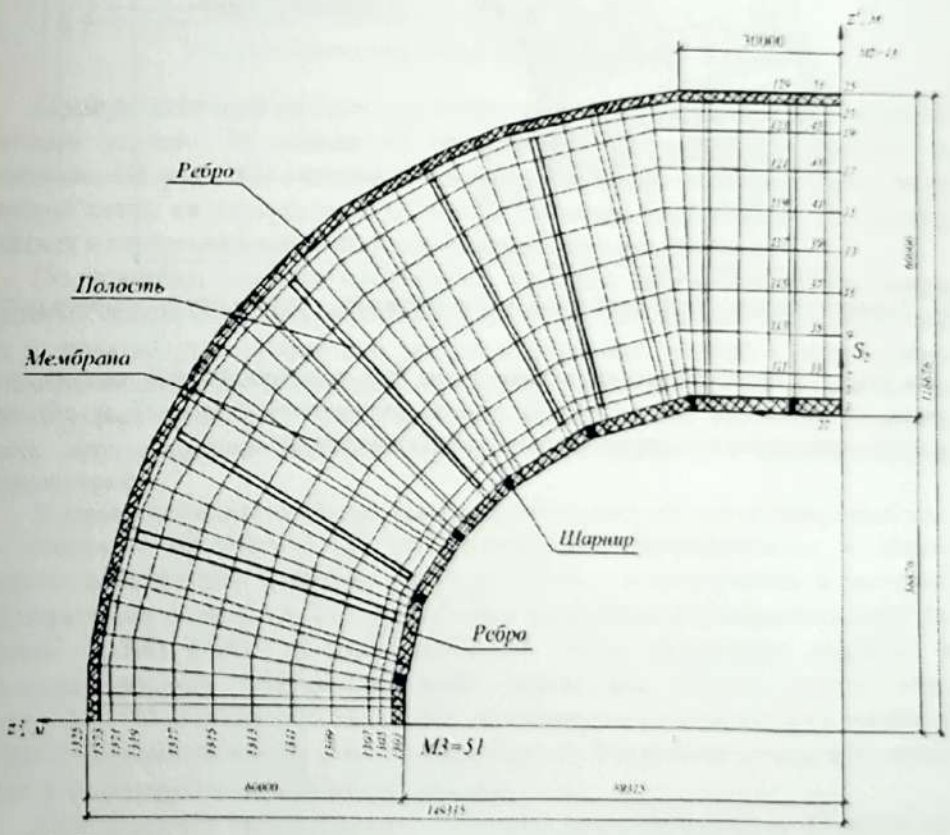


Рис. 2.3. Топологическая схема расчетной части покрытия – задача формообразования

При решении первой задачи моделируется процесс деформирования висячей оболочки под действием только собственного веса с учетом условий монтажа покрытия, которые отражены в топологической схеме, изображенной на рис. 2.3, т.е. при наличии полостей, ребер и шарниров, которые указаны на схеме (см. рис. 2.3).

При решении второй задачи выполняется расчет покрытия с полной расчетной нагрузкой, приведенной к равнораспределенной величиной 350 кгс/м^2. Топологическая схема при решении второй задачи представлена на рис. 2.4, *в* которой в отличие от предыдущей отсутствуют полости в мембранной оболочке и шарниры во внутреннем кольце.

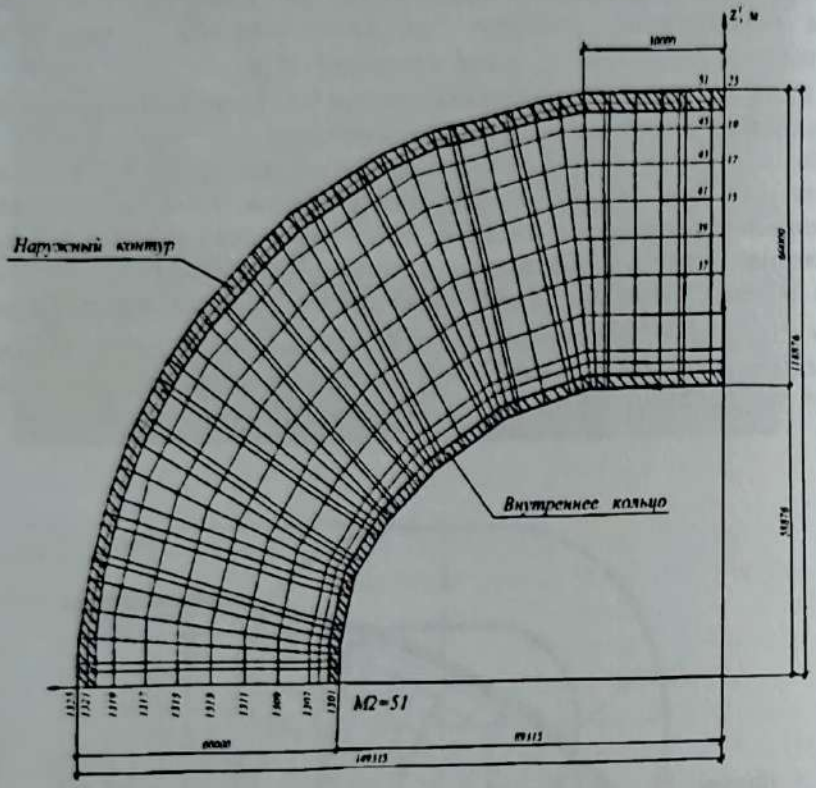


Рис. 2.4. Топологическая схема расчетной части покрытия – задача прочностного расчета

На рис. 2.5 представлена расчетная схема для решения второй задачи, которая отличается от расчетной схемы первой задачи отсутствием полостей в оболочке и шарниров во внутреннем кольце, а также исходной геометрией.

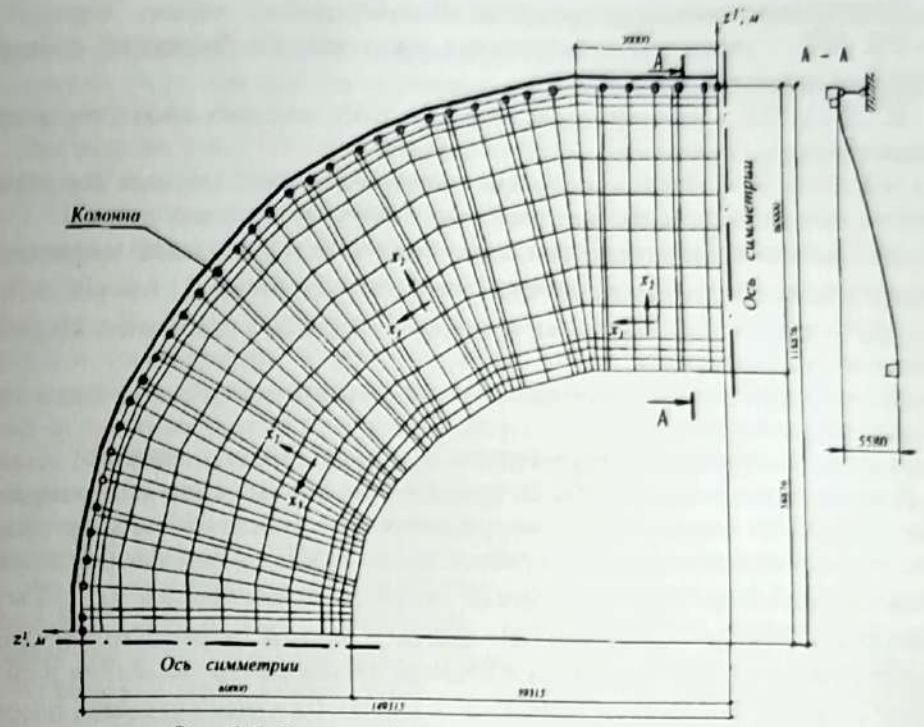


Рис. 2.5. Расчетной схема части покрытия – козырька

Размеры сеточной области для обеих задач одинаковы 2×13×51 (всего 600 КЭ), граничные условия по плоскостям симметрии и по наружному контуру тоже не отличаются. На узлы КЭ наружного контура (колонны в расчетной схеме на рис. 2.5) наложены связи на перемещения только по третьему направлению, т.е. контур может смещаться в горизонтальной плоскости, является упругоподатливым.

По условиям монтажа мембранного козырька внутреннее кольцо опирается на монтажные опоры (колонны), которые после сборки всех секций покрытия убираются. В связи с этим на узлы дискретной модели (внутреннего кольца) в местах опирания на монтажные колонны наложены связи по третьему направлению, так называемые анкерные связи, которые на второй стадии решения первой задачи убираются и моделируется процесс деформирования конструкции на стадии монтажа от воздействия реакций в анкерных связях.

В процессе решения второй задачи прочностного расчета моделируется уже третий этап внешнего воздействия на уже окончательно смонтированные и закрепленные элементы конструкции покрытия (в соответствии с топологической и расчетной схем, представленных на рис. 2.4, 2.5) при шаговом нагружении до величины полной расчетной нагрузки – 350 кгс/м^2. В рассматриваемой стадии нагружения покрытие является сплошным цельным, монтажные секции состыкованы, поэтому полости отсутствуют (см. рис. 2.4). Модификация типов конечных элементов сведена только к тонкой оболочке и ребрам (наружный контур и внутреннее кольцо). Внутреннее кольцо в отличие от 1-ой задачи деформируется свободно (см. рис. 2.5).

Для описания первоначальной геометрии дискретной модели оболочки покрытия-козырька стадиона для решения задачи формообразования разработан специальный программный модуль:

$$\text{CORTUD(FH, FH2, RX23, N23, HO, BVC, BNC, BPZ, AN1, AKP, CKP, X, NUX)}, \quad (2.73)$$

включающий несколько подпрограмм.

Входными параметрами модуля CORTUD являются:

– FH, FH2 – параметры относительных высот нижней образующей оболочки на внутреннем и наружном контурах;

– RX23 (2, N23) – рабочий массив координат точек ломанных кривых внутреннего и наружного контура;

– HO, BVC, BNC, BRZ – параметры толщины оболочки, ширины внутреннего и наружного контура, ширины приконтурной зоны у наружного контура;

– AN1 – параметр величины начального шага сетки в радиальном направлении от внутреннего кольца, совпадающим с направлением местного базиса X_2 (см. рис. 2.5);

– AKP – коэффициент канонической кривой – параболы в радиальном направлении овального участка поверхности;

– CKP – коэффициент прямой в радиальном направлении прямолинейного участка поверхности (конической);

– X (3, NUX) – массив формируемого поля координат и его размерность.

В программном модуле CORTUD предусмотрено формирование поля координат в массиве X (3, NUX), исходя из того, что срединная поверхность оболочки на овальном участке является цилиндрической поверхностью по параболе в радиальном сечении с заданным коэффициентом AKP, зависящим от параметра стрелы провиса $f_{max} = 2$ м, а на прямолинейном участке – поверхностью конуса с прямой в радиальном сечении. Уравнения радиальной кривой и прямой в сечениях по плоскостям симметрии в системе координат с началом в точке C ($Z_c^{3'} = 10$ м, $Z_c^{2'} = 0$, $Z_c^{1'} = 0$) в горизонтальной плоскости наружного контура:

– парабола

$$Z^{3'} = 1{,}66 \cdot 10^{-3} \cdot \left(Z^{2'} - 57\right) \cdot Z^{2'} - 3{,}509 \cdot 10^{-2} \cdot Z^{2'}; \qquad (2.74)$$

– прямая

$$Z^{3'} = 3{,}509 \cdot 10^{-2} \cdot Z^{1'}; \qquad (2.75)$$

В программном модуле CORTUD реализуется вычисление узлов дискретной модели оболочки, описывающих ограничивающие поверхности с учетом заданных толщин оболочки и ширины ребер, но без учета их высоты. Отношения толщин ребер к толщине оболочки и эксцентриситеты их сопряжения с оболочкой учитываются при описании физико-механических характеристик материала оболочки, ребер и вставок. При разработке программного модуля CORTUD соблюдено адекватное отражение геометрии ломанной наружного и внутреннего контуров с учетом зазоров между монтажными секциями. Вертикальные отметки узлов каждого контура (координаты $Z^{3'}$ в глобальной системе координат) в начальном состоянии одинаковы, соответственно 10 м и 8 м, т.е. максимальный провис висячей оболочки в начальном состоянии равен 2 м. Окончательно с помощью модуля CORTUD формируются узловые координаты ограничивающих поверхностей оболочки в массиве X (3, NUX).

Исходной формой для первой задачи является первоначальная форма мембранной оболочки с ребрами, координаты дискретной модели которой получены с помощью модуля CORTUD, а исходной формой для второй задачи (прочностного расчета) является деформированная форма оболочки в результате решения первой задачи.

Топологические характеристики дискретной модели закодированы в целочисленном массиве NF(NUX) [97], где каждому конечному элементу и соответствующему узлу формируется код из шестиразрядного целого десятичного числа. В младших разрядах (справа) этого числа закодированы:

– признак полости (отсутствие тела) – 00;

– признак степени свободы соответственно по первому, второму и третьему направлению (в глобальной системе координат $0Z^1Z^2Z^3$) – 1, 2, 4;

– признак отсутствия свободы перемещения (наложения связи) по соответствующему направлению (1, 2, 3) – 0, 0, 0.

При наличии тела в КЭ и трех степеней свободы перемещения в узле максимальный десятиричный код в младших двух разрядах достигает значения – 71, а при отсутствии тела – 7. При наложении связей на этот узел будет вычитаться соответственно – 1, 2, 4 и при наложении связей по трем направлениям код составит – 64. Обобщенные координаты дискретной модели (перемещения v^i и углы поворота v^i), приведенные к срединной поверхности оболочки интерпретируются как перемещения узлов на срединной поверхности (закодированы в нечетных узлах топологической модели) и как углы поворота нормали оболочки (разность перемещений двух узлов, лежащих на нижней и верхней ограничивающих поверхностях), которые закодированы в четных узлах поля признаков NF(NUX) по тем же принципам, что и перемещения. Признаки ребер и вставок в дискретной модели для аппроксимации неоднородности материала кодируются соответственно в последующих двух группах числа по два разряда. Например: 1) имеется для нечетного узла код – 07|06|68, который обозначает (рассматриваем группы справа на лево), что в соответствующем КЭ, к которому относится данный узел, имеется тело (признак 64), в этом же узле имеется степень свободы только по третьему направлению и наложены связи по первому и второму направлениях, данный КЭ моделирует ребро шестого типа и вставку седьмого типа; 2) имеется код для четного узла – 00|00|05 – в данном узле имеется степень свободы на углы поворота по первому и третьему направлениях и наложена связь на поворот по второму направлению.

В рассматриваемой методике топология дискретной модели построена только для регулярных сеточных областей с сеточными координатами S_1, S_2, S_3, направления которых совпадают с направлениями местного базиса в конечном элементе (см. рис. 2.5). Начальный узел сеточной области, лежащий на нижней ограничивающей поверхности оболочки (нечетные узлы) имеет сеточные координаты – 1, 1, 1, а конечный узел сеточной области, лежащий на верхней ограничивающей поверхности оболочки (четные узлы) имеет сеточные координаты $M1, M2, M3$ – параметры размеров сеточной области для конкретной задачи. Параметр $M1$ зафиксирован и равен 2, а параметры $M2, M3$ могут быть произвольными с соблюдением условия, что:

$$M2 \le M3. \tag{2.76}$$

Для задачи в данном расчете $M2 = 13, M3 = 51; NUX = 2 \times 13 \times 51 = 1326$, что соответствует числу уравнений разрешающей системы $K = 3 \times NUX = 3 \times 1326 = 3978$.

Топологические характеристики конечноэлементной модели в данной методологии имеют следующие особенности:

– конечноэлементная модель состоит из восьмиузловых пространственных трапецеидальных оболочечных конечных элементов;

– конечный элемент ребра образуется из конечного элемента оболочки (в этом состоит универсальность оболочечного КЭ) с учетом изменения толщины этого элемента (ребра) по отношению h_p/h_0 (толщины ребра к толщине оболочки).

Исходя из этих особенностей ребра могут иметь сечения только трапецеидальные (прямоугольные) с произвольной шириной сечения равной размеру оболочечного КЭ по соответствующему направлению (в зависимости от знака параметра относительного эксцентриситета КЭ ребра – $\pm h_p/h_0$ – отношение эксцентриситета к толщине оболочки) и произвольной высотой определяемой соотношением h_p/h_0 – высоты ребра к толщине

оболочки. Параметром h_p/h_0 определяется тип ребра, эти параметры присваиваются элементам массива HRHO(99), номер элемента которого соответствует типу ребра, кодируемого в поле признаков. Изменение физико-математических характеристик материала оболочечного КЭ, преобразованного в ребро, учитывается типом вставки для этого конечного элемента, т.е. описанием измененных модуля упругости $E_{(r)}$ и коэффициента Пуасона $\nu_{(r)}$ в массивах EV(99) и VV(99), номера элементов которых соответствует типу вставки, закодированной также в поле признаков.

Условия технологии монтажа обусловливают конструктивные особенности мембранной тонколистовой оболочки, при этом несущая тонколистовая оболочка (мембрана) укладывается на достаточно жесткую вантовую сеть, которая монтируется из отдельных секций, изготовленных из прокатной сетки – швеллер № 18 и угловая сталь 80×6. После электросварки отдельных прокатных вантовых элементов считаем, что вантовая сеть в тангенциальной плоскости отвечает условиям жесткости как эквивалентная оболочка с приведенной толщиной, которую определяем по обеспечению условий совместности деформаций вантовой сетки и листовой («размазанной») мембраны в соответствии с формулой

$$\frac{3}{8}at = Fa, \tag{2.77}$$

где a – средний размер отдельной ячейки вантовой сетки; t – толщина эквивалентной тонколистовой мембраны; Fa – площадь сечения реального ванта из швеллера № 18.

Из (2.77) имеем толщину эквивалентной мембранной оболочки, работающей на стадии монтажа:

$$t = \frac{8Fa}{3a} = \frac{8 \cdot 22{,}20}{3 \cdot 300} \approx 0{,}1973 \text{ см}. \tag{2.78}$$

Принимаем эквивалентную толщину "размазанной" оболочки при решении задачи формообразований $h_0 = 2$ мм.

В соответствии с техническим заданием на стадии монтажа наружный контур имеет сечение 3000×950(h) мм с приведенным модулем упругости $E_к$=450000 кгс/см^2, сечение внутреннего кольца приведено к размерам эквивалентного сечения 3000×442(h) мм по принципу обеспечения эквивалентных заданным изгибной и цилиндрической жесткостей в вертикальной и горизонтальной плоскостях:

$$\begin{aligned} E_к F_к &= 3{,}42771 \cdot 10^7 \text{ кН}; \\ E_к J_к^x &= 5{,}5804 \cdot 10^5 \text{ кНм}^2; \\ E_к J_к^y &= 2{,}570 \cdot 10^7 \text{ кНм}^2. \end{aligned} \tag{2.79}$$

В местах перелома внутреннего кольца на стадии монтажа устроены конструктивные «шарниры» (см. рис. 2.3), что аппроксимируется вставками с понижением жесткости в вертикальной плоскости на порядок с высотой ребра $h_p = 80$ мм. На стадии монтажа в качестве внешнего воздействия деформирования формы мембранного козырька выступает только собственный вес вантовой сети, мембранного листа (не включается в работу оболочки) и веса внутреннего кольца после снятия анкерных связей при достижении внешнего воздействия на величину 40% от собственного веса мембранной оболочки.

Нагрузка в различных КЭ покрытия учитывается как объемная с приведением к параметрам объемной массы, которые в различных типах вставок имеют следующие

значения: 1) вантовая сеть (мембрана эквивалентная) – $\gamma_0 = 215$ кН/м^3; 2) внутреннее кольцо – $\gamma_1 = 17{,}0$ кН/м^3 (22,7 кН/м^3); 3) внешний контур – $\gamma_2 = 25{,}0$ кН/м^3; 4) шарнирная вставка внутреннего кольца – $\gamma_3 = 18{,}7$ кН/м^3.

В расчетной схеме первой задачи учитывается податливость внешнего контура в горизонтальной плоскости без учета сопротивления колонн внешнего контура, которые в реальной конструкции жестко заделаны с обоих концов. Это оправдывается тем, что жесткость колонн в горизонтальной плоскости на несколько порядков ниже жесткости всего диска покрытия (плоскости не являются сквозными).

Физико-механические характеристики материала дискретной модели покрытия-козырька стадиона на стадии решения второй задачи (прочностного расчета) адекватно учитывают свойства материала реальной конструкции. В соответствии с техническим заданием покрытие запроектировано в виде висячей стальной мембраны толщиной 4 мм, а с учетом размазанной вантовой постели – 6 мм. Тонколистовая мембрана после укладки по ней армированного бетонного слоя толщиной 30 мм превращается в висячую железобетонную оболочку с внешним листовым армированием. Принимаем толщину эквивалентной тонкой оболочки величиной $h_0 = 30$ мм, исходя из этого эквивалентная жесткость оболочки единичной ширины определяется по формуле:

$$E_{,}^{0}F_{,}^{0} = (EF)_{\text{в}} + (EF)_{\text{м}} + (EF)_{\text{б}} = 2{,}1\cdot10^{8}\cdot1\cdot0{,}006 + 2{,}1\cdot10^{8}\cdot0{,}63\cdot10^{-4} + \\ + 2{,}85\cdot10^{6}\cdot0{,}03 = 1{,}70823\cdot10^{6}\ \text{кН} \qquad (2.80)$$

Тогда для принятой толщины h_0 модуль упругости эквивалентного материала имеет величину:

$$E_{,}^{0} = \frac{E_{,}^{0}F_{,}^{0}}{F_{,}} = \frac{1{,}70823\cdot10^{6}}{0{,}03} = 5{,}694\cdot10^{7}\ \text{кН/м}^2. \qquad (2.81)$$

Внешний железобетонный контур имеет сечение в эквивалентной стадии с развитым сечением $3000\times950(h)+1800\times475(h)$ со следующими параметрами жесткости:

$$E_{,}F_{,} = 4{,}5\cdot10^{6}\cdot3{,}705 = 1{,}66725\cdot10^{8}\ \text{кН};$$

$$E_{,}J_{,}^{'} = 4{,}5\cdot10^{6}\left(\frac{0{,}95\cdot3^{3}}{12} + \frac{0{,}475\cdot1{,}8^{3}}{12} + 2{,}85\cdot0{,}554^{2} + 0{,}855\cdot0{,}946^{2}\right) = \\ = 1{,}803\cdot10^{8}\ \text{кНм}^2; \qquad (2.82)$$

$$E_{,}F_{,}^{*} = 4{,}5\cdot10^{6}\left(\frac{3\cdot0{,}95^{2}}{12} + 2{,}85\cdot0{,}0546^{2} + \frac{1{,}8\cdot0{,}475^{3}}{12} + 0{,}855\cdot0{,}1828^{2}\right) = 1{,}2038\cdot10^{7}\ \text{кНм}^2.$$

Внутреннее кольцо остается с теми же параметрами жесткости, что и в первой задаче, однако в местах перелома вставки (шарниры) устраняются. Полости между монтажными секциями мембранной оболочки также отсутствуют (см. рис. 2.4). Коэффициент Пуассона для материалов оболочки и вставок принимаем равным $\nu = 0{,}3$.

Все численные значения нагрузок приведены с учетом коэффициентов перегрузки и надежности в соответствии с [87-89,]. Нагрузка на фрагмент мембранной оболочки включает:

а) собственный вес

– вес вантовой сети и тонколистовой оболочки с общей приведенной толщиной 6 мм, армированный железобетонный стабилизирующий слой толщиной 30 мм:

$$q_c = 1{,}1 \cdot (7{,}85 \cdot 0{,}006 + 2{,}45 \cdot 0{,}030) = 1{,}32 \text{ кН/м}^2; \quad (2.83)$$

б) эксплуатационная нагрузка:

$$q_{,} = 1{,}2 \cdot 0{,}070 = 0{,}84 \text{ кН/м}^2; \quad (2.84)$$

в) снеговая нагрузка (для висячих систем):

$$q_{,,} = 1{,}4 \cdot 0{,}100 = 1{,}4 \text{ кН/м}^2; \quad (2.85)$$

Интенсивность полной равномерно - распределенной нагрузки по фрагменту мембранной оболочки состоит:

$$q = q_c + q_{,} + q_{,,} = 1{,}32 + 0{,}84 + 1{,}4 = 3{,}56 \text{ кН/м}^2. \quad (2.86)$$

Для подготовки исходных данных при использовании программного комплекса [97] интенсивность нагрузки (2.86) приведена к объемной с абсолютным «фиктивным» параметром плоскости по формуле:

$$\rho_0 \upsilon_0 = q; \quad \rho_0 = \frac{q}{\upsilon_0} = \frac{3{,}56}{1 \cdot 0{,}03} = 118{,}6 \text{ кН/м}^2. \quad (2.87)$$

Расчетные нагрузки, связанные с наружным контуром:

– собственный вес

$$q_c^* = 1{,}1 \cdot (2{,}5 \cdot (3{,}0 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}0 + 0{,}475 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}0) = 101{,}89 \text{ кН/м}^1; \quad (2.88)$$

– снеговая нагрузка

$$q_{c\text{н}}^* = 0{,}14 \cdot 4{,}8 = 6{,}72 \text{ кН/м}^1; \quad (2.89)$$

Полная максимальная нагрузка, связанная с наружным контуром и приведенная к относительному параметру «фиктивной» плотности:

$$\tilde{\rho}_н = \frac{\rho_н}{\rho_0}; \; \rho_н = \frac{q_c^* + q_{c\text{н}}^*}{\upsilon_н} = \frac{101{,}89 + 6{,}72}{3{,}705 \cdot 1{,}0} = 29{,}31 \text{ кН/м}^3;$$

$$\tilde{\rho}_н = \frac{29{,}31}{118{,}6} = 0{,}247. \quad (2.90)$$

Аналогично определяется параметр относительной «фиктивной» плотности для внутреннего контура:

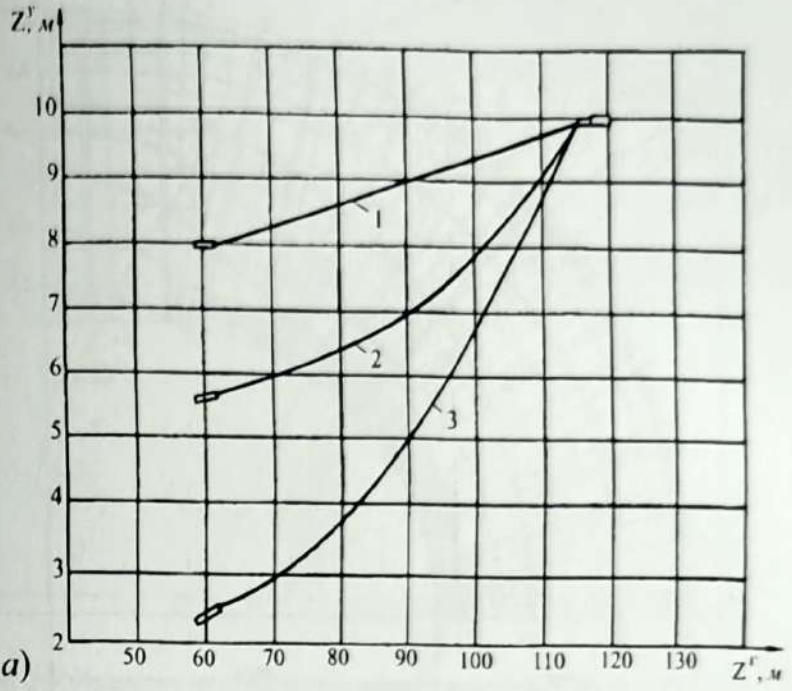
$$\tilde{\rho}_в = \frac{22{,}7}{3 \cdot 0{,}442 \cdot 1 \cdot 118{,}6} = 0{,}1443. \quad (2.91)$$

В качестве результатов расчета представлены поля перемещений, координаты деформированной поверхности, изолинии деформированной поверхности и нормальных перемещений висячей оболочки на стадии монтажа. На рис. 2.6 наглядно представлены графики формоизменения мембранного козырька в сечениях по плоскостям симметрии:

– кривые 1 соответствуют начальной исходной форме срединной поверхности оболочки, узловые координаты получены с помощью программного модуля CORTUD;

– кривые 2 соответствуют деформированной срединной поверхности оболочки, поле узловых координат которой получено в результате решения первой задачи;

– кривые 3 соответствуют деформированной срединной поверхности оболочки, поле узловых координат которой получено в результате решения второй задачи прочностного расчета.



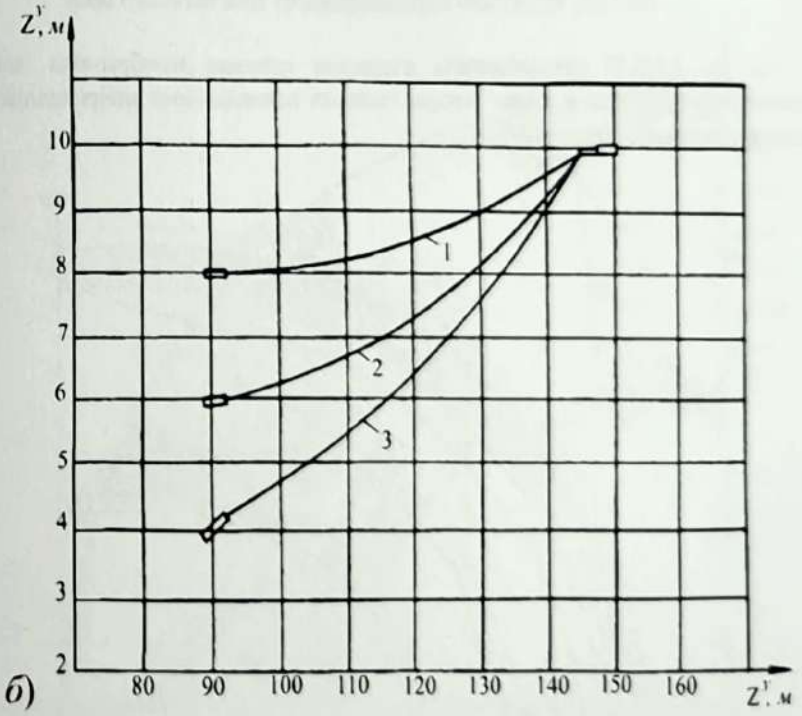


Рис. 2.6. Формоизменения мембранного козырька в сечениях по плоскостям симметрии

На рис. 2.7 представлены изолинии нормальных перемещений висячей тонколистовой мембраны в результате решения первой задачи – моделирования процесса формоизменения для получения исходной начальной формы.

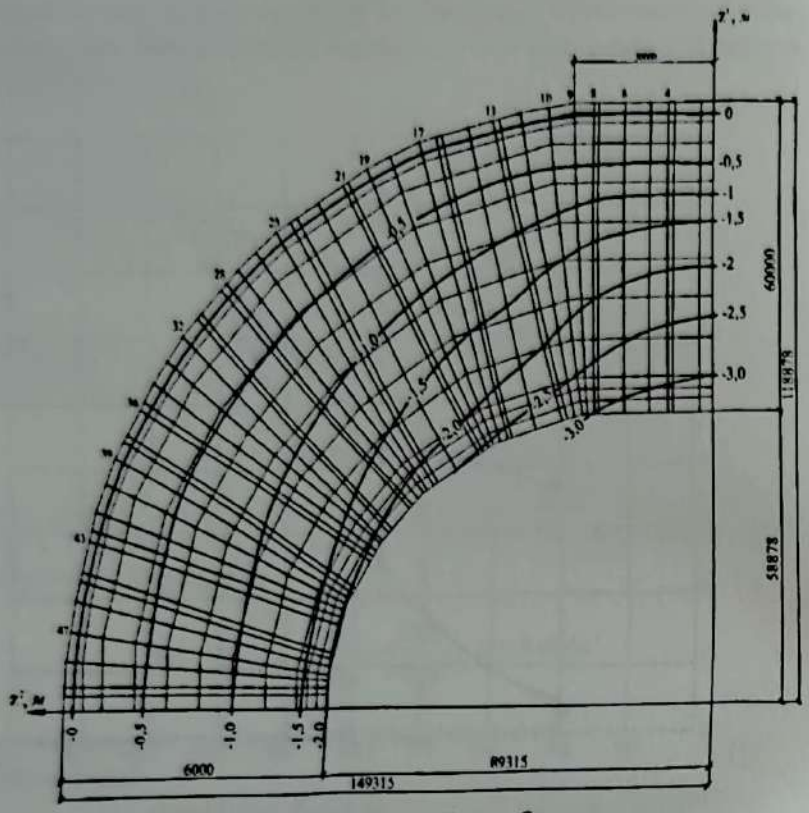


Рис. 2.7. Изолинии перемещений от собственного веса

На рис. 2.8-2.10 представлены изолинии главных мембранных напряжений в тонколистовой оболочке, а также эпюры главных минимальных напряжений в основных радиальных сечениях оболочки.

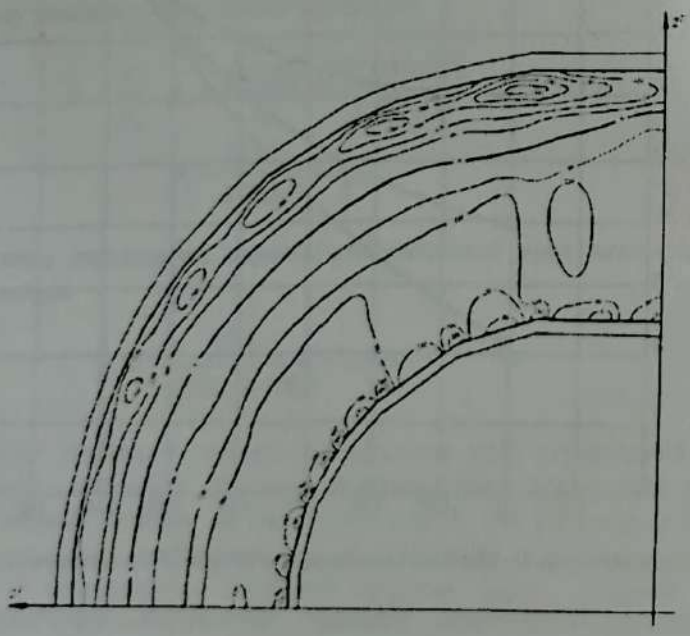


Рис. 2.8. Изолинии мембранных минимальных напряжений – σ^{min}, МПа

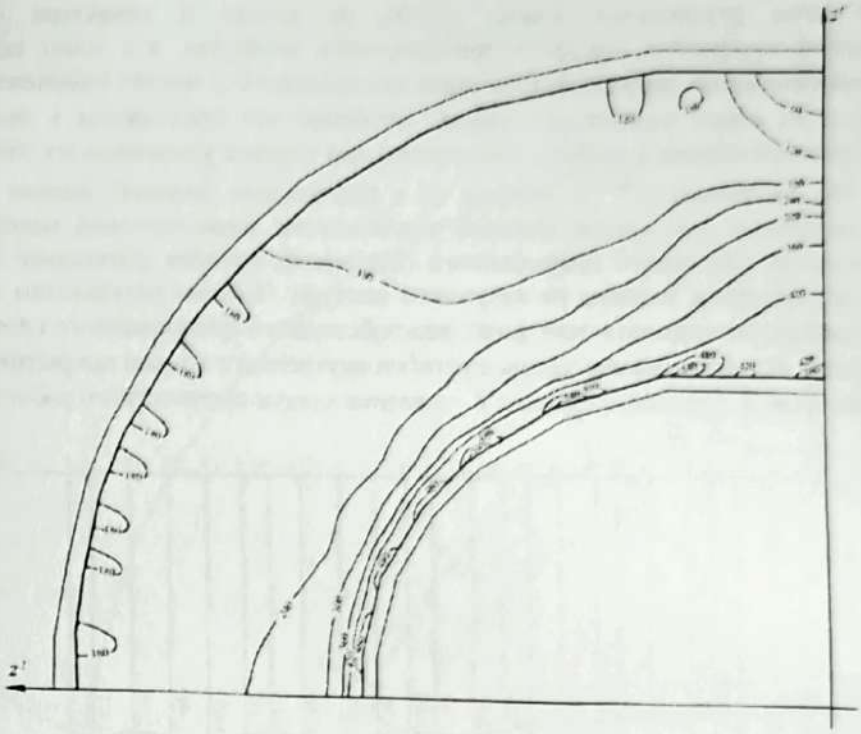


Рис. 2.9. Изолинии мембранных максимальных напряжений σ^{max}, МПа

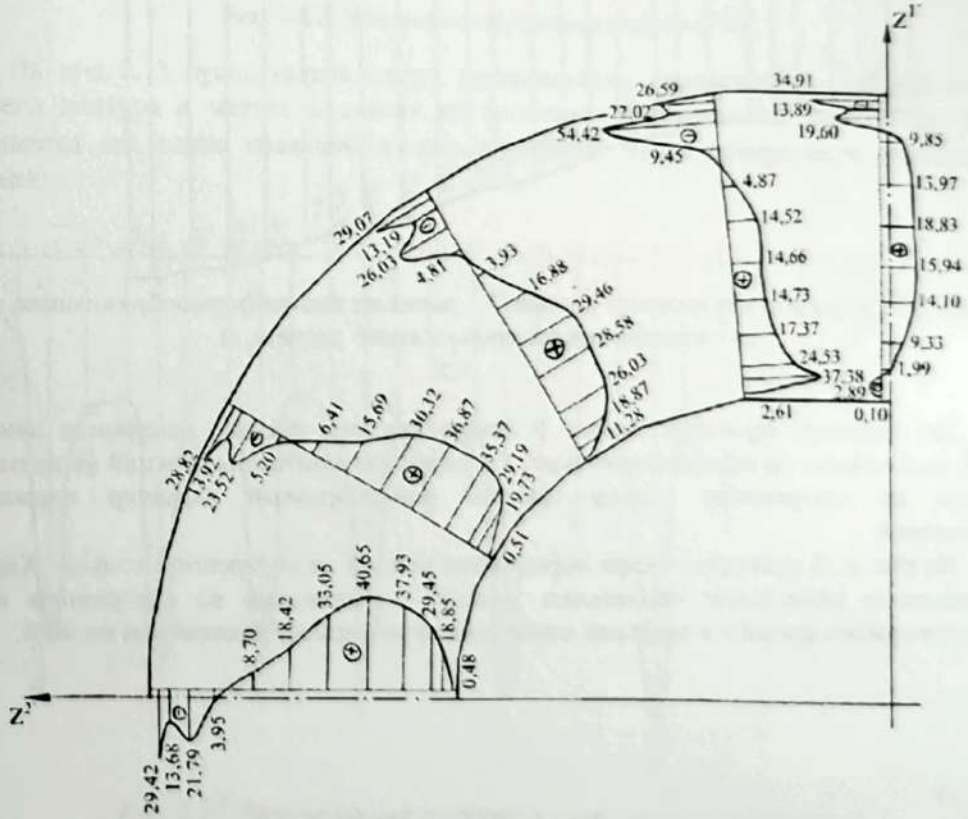


Рис. 2.10. Главные напряжения σ^{min} в основных радиальных сечениях оболочки

По этим результатам можно судить не только о характере и величине распределения внутренних усилий в тонколистовой мембране, а о зонах концентрации главных максимальных напряжений, которые распределены в местах изменения кривизны поверхности на стыке монтажных секций. Особенно это проявляется в приконтурных зонах внутреннего кольца и требует дополнительных вставок усиливающих элементов (см. рис. 2.9). По изолиниям σ^{min} и эпюрам их в радиальных сечениях можно определить границы локальных зон потери местной устойчивости тонколистовой мембраны (зона распространения одноосного напряженного состояния), которая составляет 1/6 пролета мембранного козырька, начиная от наружного контура. По этим результатам можно дать рекомендации по утолщению в этих зонах железобетонного армированного слоя оболочки.

На рис. 2.11 представлены эпюры прогибов внутреннего кольца покрытия: эпюра 1 – это решение задачи формообразования; 2 – решение задачи прочностного расчета.

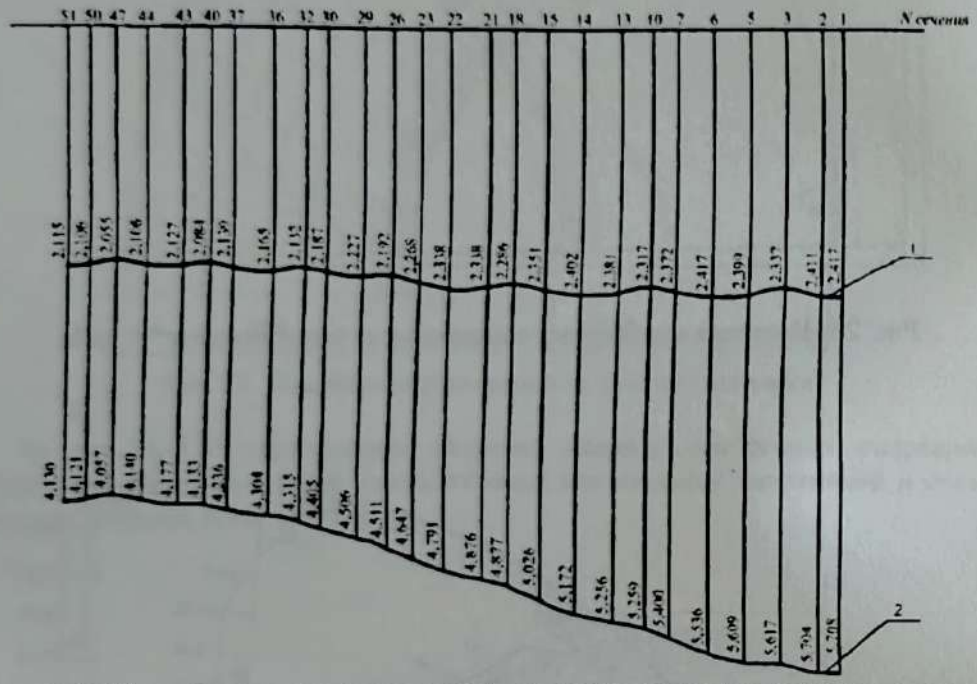


Рис. 2.11. Прогибы внутреннего кольца: 1 – решение задачи формообразования, м; 2 – решение задачи прочностного расчета, м

По характеру прогибов эпюры 1 можно увидеть влияние начальных анкерных связей, наложенных на внутреннее кольцо, т.е. опирания монтажных секций на временные колонны по внутреннему кольцу создают волнообразный характер нормальных перемещений.

На рис. 2.12 приведена эпюра нормальных усилий во внутреннем кольце. Характер распределения нормальных продольных усилий – растяжений во внутреннем кольце достаточно равномерный – в овальной части усилия возрастают постепенно на 40%.

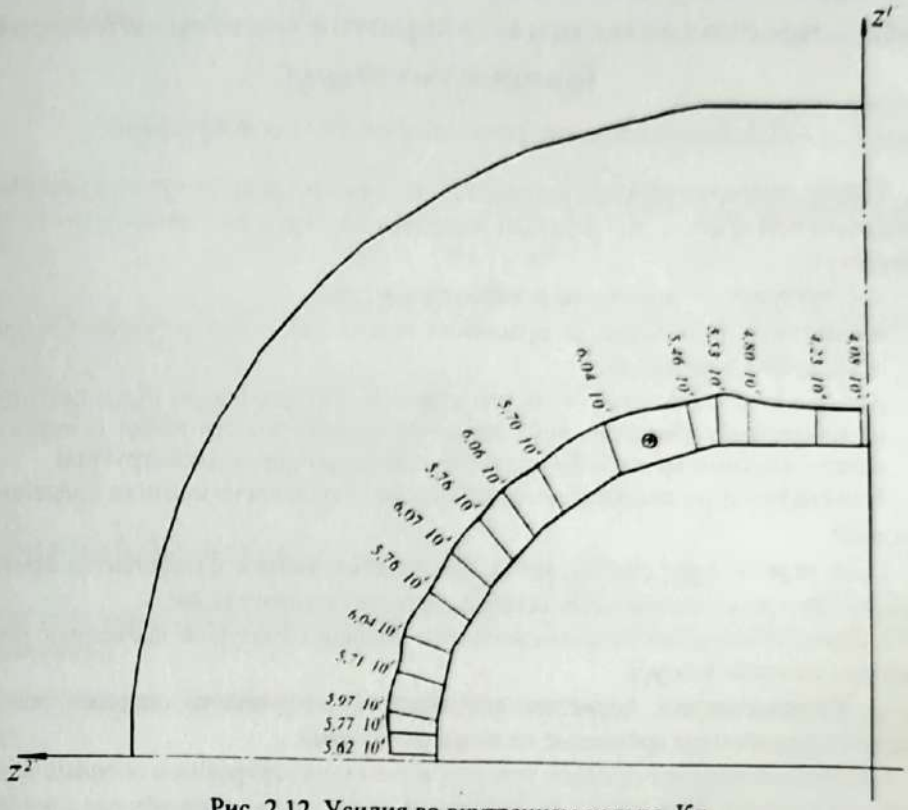


Рис. 2.12. Усилия во внутреннем кольце, Кн

На рис. 2.13 представлена эпюра распределение вертикальных реакций в узлах внешнего контура в местах опирания на колонны. Максимальная реакция до 145,7 т наблюдается на стыке овальной и прямолинейной части поверхности мембранного козырька.

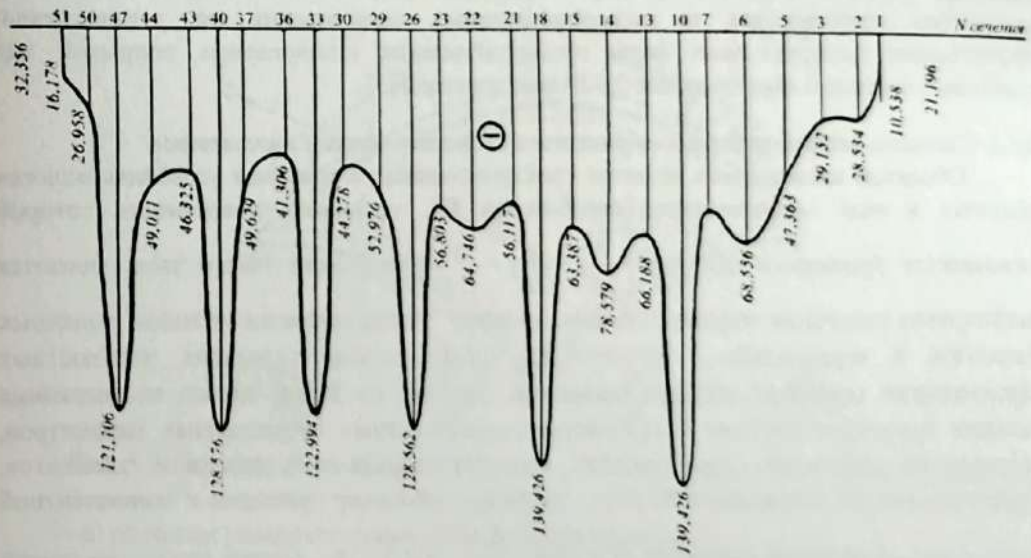


Рис. 2.13. Вертикальные реакции в узлах внешнего контура, т

Раздел 3. Исследование закономерностей изменения НДС пространственных покрытий на эллиптическом (овальном) плане

3.1. Сетчатые стержневые оболочки покрытий*

Проанализировав многообразие конструктивных решений покрытий над трибунами стадионов можно сказать, что ребристо-кольцевая конструкция обладает рядом частных преимуществ:

- архитектурно - конструктивная выразительность;
- возможность реализации естественного водоотвода, что в мембранном покрытии осуществить невозможно;
- расход металла для такого вида конструкций приблизительно равен расходу стали на мембранные покрытия, так, как в мембранных конструкциях основная часть материала уходит на стабилизирующую систему и опорные конструкции.

Рекомендуемая реализация возможной последовательности монтажа представляется следующей:

1. На первом этапе строительства выполняется монтаж фундаментов временных колонн, которые расположены вдоль беговой дорожки (игрового поля).

2. Далее монтируются колонны внешнего опорного контура и временные колонны внутреннего опорного контура.

3. Устанавливаются элементы внешнего и внутреннего опорных контуров, предварительно раскрепив временные колонны растяжками.

4. На подготовленных опорных участках внешнего и внутреннего опорных контуров монтируется основной блок покрытия, состоящий из двух арок, соединённых кольцевыми элементами. Монтажный блок предварительно собирается на подготовленной монтажной площадке. Монтаж основных несущих элементов покрытия производится стреловым краном, находящимся вне территории стадиона.

В связи с бурным развитием архитектурно-конструктивных форм конструкций стадионов и предполагаемой реконструкцией центрального стадиона футбольного клуба «Шахтер» в г. Донецке, на базе полученных ранее результатов с 1995 г. в академии развернуты теоретические и экспериментальные исследования по установлению эффективных конструктивных форм пространственных стационарных покрытий над трибунами стадионов вместимостью 28-30 тыс. зрителей [5].

3.1.1. Система безразмерных пространственно-жесткостных параметров

Объектом исследования является пространственная стержневая усечённая пологая оболочка в виде эллиптического параболоида [3], срединная поверхность которой описывается уравнением $z(x,y) = -\frac{x^2}{2a^2} - \frac{y^2}{2b^2} + c$. Конструкции такого типа являются многократно статически неопределимыми, поэтому задача решается методом конечных элементов в перемещениях, что требует предварительного задания жесткостных характеристик основных несущих элементов. Исходя из этого, целью исследования является получение системы пространственно-жесткостных безразмерных параметров, которые на начальном этапе расчёта позволят определить жесткости элементов. Пространственную стержневую пологую усечённую оболочку приводим к эквивалентной континуальной оболочке толщиной $t^* = \frac{A_{к.р.}}{S_{к.р.}} + \frac{A_{р.р.}}{S_{р.р.}}$, где $A_{к.р.}$, $A_{р.р.}$ площадь поперечного сечения кольцевого и радиального ребер соответственно; $S_{к.р.}$, $S_{р.р.}$ шаг кольцевых и радиальных ребер соответственно.

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Теория расчета тонких оболочек основывается на следующих гипотезах [84, 94]:

- прямолинейный элемент, нормальный к срединной поверхности, остается прямолинейным и нормальным к ней после деформирования оболочки и не меняет свою длину (гипотеза прямых нормалей);
- нормальные напряжения на площадках, параллельных срединной поверхности оболочки, пренебрежимо малы по сравнению с остальными напряжениями и при расчете не учитываются.

Так как отношение стрелы подъема оболочки к минимальному размеру в плане не превышает $\frac{c}{b}=\frac{17}{170}=\frac{1}{10}<\frac{1}{5}$, согласно исследованиям В. З. Власова в работе [11], рассматриваемую оболочку можно считать пологой. Для пологих оболочек теория расчета имеет ряд упрощений [66]:

1. Коэффициенты первой квадратичной формы равны: $A=B=1$; $C=0$;
2. Коэффициенты второй квадратичной формы равны:

$$L=\frac{\partial^2 f}{\partial x^2};\ M=\frac{\partial^2 f}{\partial x\partial y};\ N=\frac{\partial^2 f}{\partial y^2};$$

3. Кривизны поверхности равны $\frac{1}{R_x}=-\frac{\partial^2 f}{\partial x^2};\ \frac{1}{R_{xy}}=\frac{\partial^2 f}{\partial x\partial y};\ \frac{1}{R_y}=-\frac{\partial^2 f}{\partial y^2};$
4. Влиянием перерезывающих усилий T_{13} и T_{23} в уравнениях $\Sigma F_x=0$ и $\Sigma F_y=0$ можно пренебречь.

Компоненты деформации срединной поверхности для пологих оболочек запишутся в виде:

$$\varepsilon_1=\frac{\partial u}{\partial x}-wL;\ \varepsilon_2=\frac{\partial v}{\partial y}-wN;\ \omega=\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}-2wM$$

$$\chi_1=-\frac{\partial^2 w}{\partial x^2};\ \chi_2=-\frac{\partial^2 w}{\partial y^2};\ \tau=-\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}.$$

Условия равновесия пологой оболочки с учетом допущений запишутся в виде системы уравнений рис. 3.1:

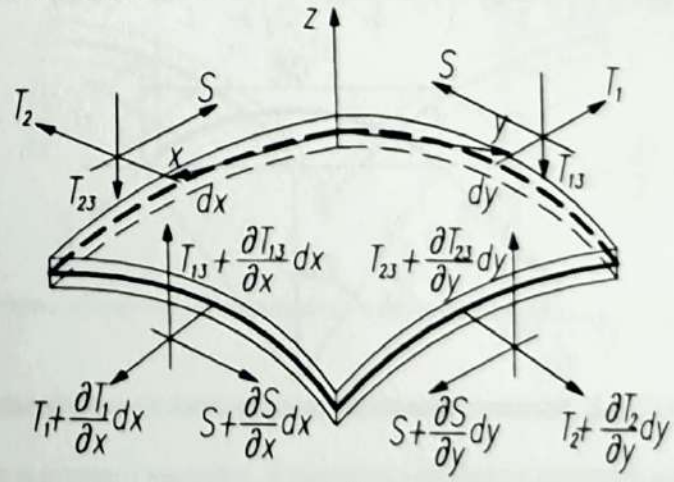


Рис. 3.1. Элемент оболочки размером $dxdy$ с распределением внутренних усилий

а) составим уравнение равновесия относительно оси X

$$\sum F_x=0\Rightarrow -T_1dy+T_1dy+\frac{\partial T_1}{\partial x}dxdy-Sdx+Sdx+\frac{\partial S}{\partial y}dydx+P_xdxdy=0.$$

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Произведем сложение подобных слагаемых и получим:

$$\frac{\partial T_1}{\partial x}dxdy + \frac{\partial S}{\partial y}dydx + P_x dxdy = 0.$$

Разделим выше приведенное уравнение на площадь элементарной площадки оболочки *dxdy* получим:

$$\frac{\partial T_1}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} + P_x = 0.$$

б) составим уравнение равновесия относительно оси *Y*:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -T_2 dx + T_2 dx + \frac{\partial T_2}{\partial y}dydx - Sdy + Sdy + \frac{\partial S}{\partial x}dxdy + P_y dxdy = 0.$$

Произведя сложение подобных слагаемых, получим:

$$\frac{\partial T_2}{\partial y}dydx + \frac{\partial S}{\partial x}dxdy + P_y dxdy = 0.$$

Разделив выше приведенное уравнение на площадь элементарной площадки оболочки *dxdy*, получим:

$$\frac{\partial T_2}{\partial y} + \frac{\partial S}{\partial x} + P_y = 0.$$

в) составим уравнение равновесия относительно оси *Z*. Для определения проекций усилий нормальных составляющих рис. 3.2.

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow -T_{23}dx + T_{23}dx + \frac{\partial T_{23}}{\partial y}dydx - T_{13}dy + T_{13}dy + \frac{\partial T_{13}}{\partial x}dxdy +$$

$$+\left(T_1 + \frac{\partial T_1}{\partial x}dx + T_1\right)\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}\frac{dx}{2}dy + \left(T_2 + \frac{\partial T_2}{\partial y}dy + T_2\right)\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}\frac{dy}{2}dx + P_z dxdy = 0$$

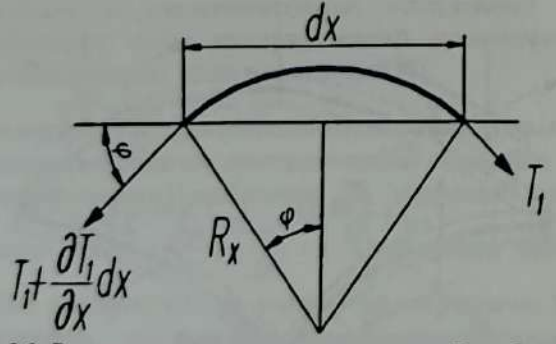


Рис. 3.2. Распределение продольного усилия T_1 в оболочке

Произведем сложение подобных слагаемых и, отбросив слагаемые третьего порядка малости, получим:

$$\frac{\partial T_{23}}{\partial y}dydx + \frac{\partial T_{13}}{\partial x}dxdy + T_1\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}dxdy + T_2\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}dydx + P_z dxdy = 0.$$

Разделим выше приведенное уравнение на площадь элементарной площадки оболочки *dxdy* и получим:

• - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

$$\frac{\partial T_{23}}{\partial y}+\frac{\partial T_{13}}{\partial x}+T_1\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}+T_2\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}+P_z=0.$$

Запишем уравнения суммы моментов относительно осей *X, Y, Z*, используя правило "буравчика" (рис. 3.3).

а) для оси *x*:

$$\sum M_x=0\Rightarrow -M_2dx+M_2dx+\frac{\partial M_2}{\partial y}dydx+Hdy-Hdy-\frac{\partial H}{\partial x}dxdy+$$

$$T_{23}dxdy+\frac{\partial T_{23}}{\partial y}dydxdy=0$$

Произведем сложение подобных слагаемых и отбросим слагаемые третьего порядка малости:

$$\frac{\partial M_2}{\partial y}dydx-\frac{\partial H}{\partial x}dxdy+T_{23}dxdy=0.$$

Разделим выше приведенное уравнение на площадь элементарной площадки оболочки *dxdy* и получим:

$$\frac{\partial M_2}{\partial y}-\frac{\partial H}{\partial x}+T_{23}=0.$$

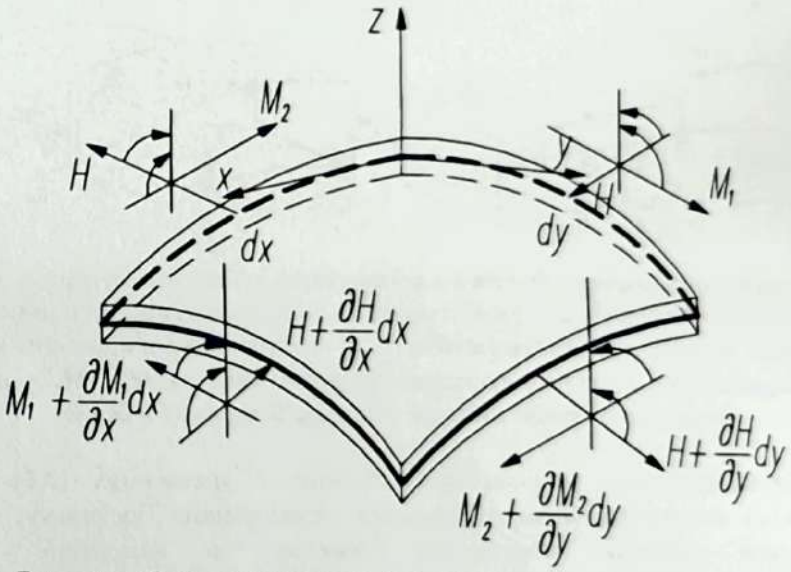


Рис. 3.3. Элемент оболочки размером *dxdy* с распределением внутренних усилий

б) произведем аналогичные операции, составив уравнение равновесия относительно оси *Y*:

$$\sum M_y=0\Rightarrow M_1dy-M_1dy-\frac{\partial M_1}{\partial x}dxdy-Hdx+Hdx+\frac{\partial H}{\partial y}dydx+$$

$$T_{13}dxdy+\frac{\partial T_{13}}{\partial x}dxdxdy=0$$

$$-\frac{\partial M_1}{\partial x}dxdy+\frac{\partial H}{\partial y}dxdy+T_{13}dxdy=0,$$

• - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

$$\frac{\partial M_1}{\partial x} - \frac{\partial H}{\partial y} + T_{13} = 0.$$

В результате получим известную систему уравнений статики для пологих оболочек:

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial T_1}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} + P_x = 0 \\
&\frac{\partial T_2}{\partial y} + \frac{\partial S}{\partial x} + P_y = 0 \\
&\frac{\partial T_{23}}{\partial y} + \frac{\partial T_{13}}{\partial x} + T_1 \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + T_2 \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + P_z = 0 \\
&\frac{\partial M_2}{\partial y} - \frac{\partial H}{\partial x} + T_{23} = 0 \\
&\frac{\partial M_1}{\partial x} - \frac{\partial H}{\partial y} + T_{13} = 0
\end{aligned} \qquad (3.1)$$

Рассмотрим систему уравнений равновесия по линии примыкания оболочки к контуру (граничные условия оболочки, см. рис. 3.4 а, б) [84]. Уравнение $\Sigma M_{12}=0$ не используется вследствие шарнирного крепления оболочки к контуру.

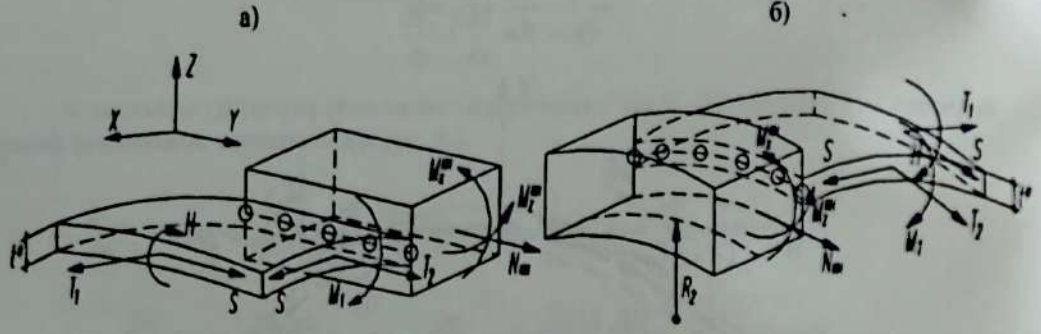


Рис. 3.4. Схемы примыкания оболочки к контурам: а - к наружному опорному контуру; б - к внутреннему кольцу, T_1, T_2 - радиальное и кольцевое погонное усилие оболочки; S - сдвигающее погонное усилие оболочки; M_1,H - изгибающий и крутящие погонные моменты оболочки; $N_{кн}$ – продольное усилие опорного контура; $M_x^{кн}$, $M_x^{кн}$ - изгибающий момент в опорном контуре относительно оси X и оси Z.

Величины погонных усилий, используемые в уравнениях (3.1) могут быть выражены через соответствующие деформации перемещения. Поскольку, как показали предварительные расчеты, наибольшее влияние на изменение напряженно-деформированного состояния оказывают изгибные жесткостные характеристики опорных контуров и пролетной части оболочки, рассмотрим в дальнейшем упрощенный вариант формирования уравнений (3.1):

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

$$\left.\begin{aligned} T_1 &= B\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\mu\frac{\partial v}{\partial y}-w(L+\mu N)\right);\\ M_1 &= -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right);\ B=\frac{Et^*}{1-\mu^2};\\ D &= \frac{Et^{*3}}{12(1-\mu^2)};\\ q_y^{sin} &= \frac{\partial^2 M_x}{\partial y^2} = EI_z^{sin\,sin}\frac{\partial^4 u}{\partial y^4} \end{aligned}\right\} \qquad (3.2)$$

Запишем выше приведенную систему уравнений (3.1) в перемещениях, используя выражения (3.2).

$$\left.\begin{aligned} &B\left[\frac{\partial u}{\partial x}+\mu\frac{\partial v}{\partial y}-w(L+\mu N)\right] = EI_z^{sin\,sin}\frac{\partial^4 u}{\partial y^4}\\ &B\left[\frac{\partial u}{\partial x}+\mu\frac{\partial v}{\partial y}-w(L+\mu N)\right] = EI_z^{sin\,sin}\frac{\partial^4 u}{\partial y^4}\\ &\left[\left(R_2^2-x^2\right)\frac{d^4 w}{dx^4}+4x\frac{d^3 w}{dx^3}-\frac{d^2 w}{dx^2}\right]\frac{EI_y^{sin\,sin}}{R_2^2} = D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3}+(2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\partial y}\right], \end{aligned}\right\} \qquad (3.3)$$

Используя относительные координаты: $\xi=\frac{x}{a}$, $\eta=\frac{y}{b}$ и относительные перемещения: $\bar{u}=\frac{ua}{t^2}$, $\bar{v}=\frac{vb}{t^2}$, $\bar{w}=\frac{w}{f}$, [46, 66] (где a, b, a_1, b_1 – полуоси внешнего и внутреннего опорных контуров соответственно; R_1 - радиус кривизны контуров в радиальном направлении; R_2 - радиус кривизны внутреннего контура в плоскости XOZ; b_{sin}, $b_{1\,sin}$ горизонтальный размер сечения внешнего и внутреннего контуров соответственно), получим систему уравнений статики в виде:

$$\left.\begin{aligned} &EI_z^{sin\,sin}\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4 b^4}\cdot\frac{(t^*)^2}{a} = \frac{Et^*}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial\bar{u}}{\partial\xi a}\cdot\frac{(t^*)^2}{a}+\mu\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}\cdot\frac{1}{b}\cdot\frac{(t^*)^2}{b}-\bar{w}f(L+\mu N)\right)\\ &EI_z^{sin\,sin}\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4 b_1^4}\cdot\frac{(t^*)^2}{a_1} = \frac{Et^*}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial\bar{u}}{\partial\xi a_1}\cdot\frac{(t^*)^2}{a_1}+\mu\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}\cdot\frac{1}{b_1}\cdot\frac{(t^*)^2}{b_1}-\bar{w}f(L+\mu N)\right)\\ &\frac{EI_y^{sin\,sin}f}{R_2^2a^2}\left(-\frac{d^4\bar{w}}{d\varsigma^4}\cdot\varsigma^2+4\varsigma\frac{d^3\bar{w}}{d\varsigma^3}-\frac{d^2\bar{w}}{d\varsigma^2}\right)+\frac{EI_y^{sin\,sin}f}{a^4}\cdot\frac{d^4\bar{w}}{d\varsigma^4} = \frac{E(t^*)^3 f}{b^3}\cdot\frac{1}{12(1-\mu)^2}\cdot\\ &\cdot\frac{d^3\bar{w}}{d\eta^3}+\frac{E(t^*)^3 f}{a^2 b}\cdot\frac{2-\mu}{12(1-\mu)^2}\cdot\frac{d^3\bar{w}}{d\varsigma^2 d\eta}. \end{aligned}\right\} \qquad (3.4)$$

Рассмотрим уравнение совместности деформаций по линии контакта «внешний контур + оболочка»:

---

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

$$EI_z^{\text{эквив}}\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4 b^4}\cdot\frac{(t^*)^2}{a}=\frac{Et^*}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma a}\cdot\frac{(t^*)^2}{a}+\mu\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}\cdot\frac{1}{b}\cdot\frac{(t^*)^2}{b}-\bar{w}f(L+\mu N)\right) \quad (3.5)$$

По аналогии запишем аналогичное уравнение совместности деформаций по линии контакта «внутренний контур + оболочка»:

$$EI_z^{\text{конт}}\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4 b_1^4}\cdot\frac{(t^*)^2}{a_1}=\frac{Et^*}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma a_1}\cdot\frac{(t^*)^2}{a_1}+\mu\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}\cdot\frac{1}{b_1}\cdot\frac{(t^*)^2}{b_1}-\bar{w}f(L+\mu N)\right) \quad (3.6)$$

Перепишем уравнение (3.5) в виде:

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{эквив}}(t^*)^2}{b^4a}=\frac{E(t^*)^3}{a^2}\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{E(t^*)^3}{b^2}\cdot\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}\cdot-\bar{w}f(L+\mu N)\frac{Et^*}{1-\mu^2}. \quad (3.7)$$

и разделим полученное уравнение на $\frac{E(t^*)^3}{a^2}$:

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{эквив}}a}{b^4Et^*}=\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{a^2}{b^2}\cdot\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}-\frac{\bar{w}a^2f}{(t^*)^2}\cdot\frac{1}{1-\mu^2}(L+\mu N).$$

Последним слагаемым в полученном уравнении можно пренебречь, так как вертикальные перемещения по линии сопряжения «внешний контур + оболочка» отсутствуют. Следовательно, уравнение приобретает вид:

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{эквив}}a}{b^4Et^*}=\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{a^2}{b^2}\cdot\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta} \quad (3.8)$$

Аналогичные преобразования выполним для уравнения (3.6):

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{конт}}a_1}{b_1^4Et^*}=\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{a_1^2}{b_1^2}\cdot\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}-\frac{\bar{w}a_1^2f}{(t^*)^2}\cdot\frac{1}{1-\mu^2}(L+\mu N). \quad (3.9)$$

Просуммировав уравнения (3.8) и (3.9), несколько упростим выражения:

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{эквив}}ab_1^4+EI_z^{\text{конт}}a_1b^4}{Et^*b^4b_1^4}=\frac{2}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\left(\frac{a^2}{b^2}+\frac{a_1^2}{b_1^2}\right)\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}-\frac{\bar{w}a_1^2f}{(t^*)^2}\cdot$$
$$\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot(L+\mu N)=\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\bar{\eta}^4}\cdot\bar{D}_1-\frac{2}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\bar{D}_2\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}+\bar{D}_3\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot \quad (3.10)$$
$$\cdot(L+\mu N)=0.$$

Если подойти к формированию параметров $\bar{D}_1,\bar{D}_2,\bar{D}_3$, разделив слагаемые уравнения (3.7) на $\frac{E(t^*)^3}{b^2}$, а уравнение (3.9) на $\frac{E(t^*)^3}{b_1^2}$, получим, в принципе, аналогичную систему безразмерных параметров:

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{эквив}}}{Et^*b^2a}=\frac{b^2}{a^2}\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta} \quad (3.11)$$

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_z^{\text{конт}}}{Et^*b_1^2a_1}=\frac{b_1^2}{a_1^2}\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}-\bar{w}(L+\mu N)\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{fb_1^2}{(t^*)^2} \quad (3.12)$$

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

$$\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\frac{EI_\xi^{ассим}a_1b_1^2+EI_\xi^{ассим}ab^2}{Et^*ab^2a_1b_1^2}=\left(\frac{b^2}{a^2}+\frac{b_1^2}{a_1^2}\right)\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}+\frac{2\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}-$$

$$-\bar{w}(L+\mu N)\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{fb_1^2}{(t^*)^2}=\frac{\partial^4\bar{u}}{\partial\eta^4}\cdot\bar{D}_1'-\bar{D}_2'\cdot\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{u}}{\partial\varsigma}-\frac{2\mu}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial\bar{v}}{\partial\eta}+ \qquad (3.13)$$

$$+\bar{w}(L+\mu N)\frac{1}{1-\mu^2}\cdot\bar{D}_3'=0.$$

Как видно из структуры уравнений (3.10) и (3.13) определяющим в них является параметр $\bar{D}_1$ (или $\bar{D}_1'$).

Для выделения безразмерных параметров, определяющих работу покрытия на вертикальных перемещениях, рассмотрим напряженно-деформированное состояние внутреннего опорного контура (изогнутого кривого бруса) и примыкающего к нему края оболочки. Тогда:

$\frac{d^2w}{d\theta^2}+w=-\frac{MR_2^2}{EI_y^{ассим}}$ - дифференциальное уравнение изогнутой оси кривого бруса, очерченного по окружности.

Для составления уравнения равновесия воспользуемся известными уравнениями перехода из полярной системы координат в прямоугольную:

$$x=R_2\cdot\cos\theta;\quad y=R_2\cdot\sin\theta;\quad R_2=const;$$

$$dx=R_2(\cos\theta)'=-R_2\cdot\sin\theta\cdot d\theta;\quad d\theta=-\frac{dx}{R_2\sin\theta}=-\frac{dx}{y}.$$

Если принять форму кривого бруса (очертание внутреннего опорного контура) в виде окружности - $y^2+x^2=R_2^2$, тогда имеем:

$$d\theta^2=\frac{dx^2}{y^2},\ \rightarrow\ y^2=R_2^2-x^2,\ \rightarrow\ d\theta^2=\frac{dx^2}{R^2-x^2},$$

После подстановки $d\theta^2$ в дифференциальное уравнение изогнутой оси кривого бруса, имеем

$$(R_2^2-x^2)\frac{d^2w}{dx^2}+w=-\frac{MR_2^2}{EI_y^{ассим}} \qquad (3.14)$$

Продифференцируем полученное выражение (3.14) дважды по x и получим значение интенсивности распределенной нагрузки q по линии контакта «оболочка – внутренний опорный контур»:

$$-2x\frac{d^2w}{dx^2}+(R_2^2-x^2)\frac{d^3w}{dx^3}+\frac{dw}{dx}=-\frac{QR_2^2}{EI_y^{ассим}},$$

$$-\frac{d^2w}{dx^2}+4x\frac{d^3w}{dx^3}+(R_2^2-x^2)\frac{d^4w}{dx^4}=\frac{qR_2^2}{EI_y^{ассим}}, \qquad (3.15)$$

$$\left[(R_2^2-x^2)\frac{d^4w}{dx^4}+4x\frac{d^3w}{dx^3}-\frac{d^2w}{dx^2}\right]\frac{EI_y^{ассим}}{R_2^2}=q$$

Приравняем значение распределенной нагрузки q по линии контакта со стороны кривого бруса и оболочки, приравняв левые части уравнений (3.4) и (3.15):

---

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

$$\left[\left(R_2^2-x^2\right)\frac{d^4w}{dx^4}+4x\frac{d^3w}{dx^3}-\frac{d^2w}{dx^2}\right]\frac{EI_y^{***}}{R_2^2}=\frac{E\left(t^*\right)^3}{12(1-\mu)^2}\left[\frac{\partial^3w}{\partial y^3}+(2-\mu)\frac{\partial^3w}{\partial x^2\partial y}\right],$$

$$\frac{EI_y^{***}f}{R_2^2a^2}\left(-\frac{d^4\overline{w}}{d\varsigma^4}\cdot\varsigma^2+4\varsigma\frac{d^3\overline{w}}{d\varsigma^3}-\frac{d^2\overline{w}}{d\varsigma^2}\right)+\frac{EI_y^{***}f}{a^4}\cdot\frac{d^4\overline{w}}{d\varsigma^4}=\frac{E\left(t^*\right)^3f}{b^3}\cdot\frac{1}{12(1-\mu)^2}\cdot \quad (3.16)$$

$$\cdot\frac{d^3\overline{w}}{d\eta^3}+\frac{E\left(t^*\right)^3f}{a^2b}\cdot\frac{2-\mu}{12(1-\mu)^2}\cdot\frac{d^3\overline{w}}{d\varsigma^2d\eta}.$$

Разделим обе части уравнения (3.16) на $\frac{E\left(t^*\right)^3f}{a^2b}$:

$$\frac{EI_y^{***}b}{E\left(t^*\right)^3R_2^2}\left(-\frac{d^4\overline{w}}{d\varsigma^4}\cdot\varsigma^2+4\varsigma\frac{d^3\overline{w}}{d\varsigma^3}-\frac{d^2\overline{w}}{d\varsigma^2}\right)+\frac{EI_y^{***}b}{E\left(t^*\right)^3a^2}\cdot\frac{d^4\overline{w}}{d\varsigma^4}=\frac{a^2}{b^2}\cdot\frac{1}{12(1-\mu)^2}\cdot$$

$$\cdot\frac{d^3\overline{w}}{d\eta^3}+\frac{2-\mu}{12(1-\mu)^2}\cdot\frac{d^3\overline{w}}{d\varsigma^2d\eta}.$$

$$\overline{D}_4\left(-\frac{d^4\overline{w}}{d\varsigma^4}\cdot\varsigma^2+4\varsigma\frac{d^3\overline{w}}{d\varsigma^3}-\frac{d^2\overline{w}}{d\varsigma^2}\right)+\overline{D}_5\cdot\frac{d^4\overline{w}}{d\varsigma^4}=\overline{D}_6\cdot\frac{1}{12(1-\mu)^2}\cdot\frac{d^3\overline{w}}{d\eta^3}+ \quad (3.17)$$

$$+\frac{2-\mu}{12(1-\mu)^2}\cdot\frac{d^3\overline{w}}{d\varsigma^2d\eta}.$$

Как видно из структуры уравнения (3.17) определяющим в них является параметр $\overline{D}_4$.

Таким образом, полученная система безразмерных параметров может быть использована:

- при проведении численного анализа влияния изменчивости безразмерных пространственно - жесткостных параметров на безразмерные параметры напряженно деформированного состояния системы;
- при назначении исходных жесткостных характеристик, используемых при численных расчётах пологих оболочек;
- при разработке инженерной методики расчёта конструкций покрытий в виде оболочек с большими вырезами.

3.1.2. Учет последовательности монтажа в расчетах НДС

Учет влияния изменения расчетной схемы конструкции в процессе формирования оболочки является очень важным моментом при создании оболочек большепролетных покрытий. Для указанных систем вследствие их геометрически нелинейного характера работы практически неприменим принцип суперпозиции, или возможно его применение при рассмотрении довольно значительного числа промежуточных расчетных схем. Разработка этого вопроса является весьма трудоемкой и многовариантной задачей. Поэтому многими авторами отмечается, что в настоящее время уровень изученности вопросов технологии возведения мембранных покрытий отстает от разработок в области создания и проектирования самих конструктивных решений таких систем. Так, при расчете и проектировании провисающей оболочки на овальном плане (покрытие Крытого стадиона на пр. Мира спорткомплекса "Олимпийский" на 45 тыс. зрителей в г. Москве) недостаточная проработка этого вопроса вызвала определенные трудности в период монтажа (например, нехватка длин рулонов мембраны) и значительные искажения геометрии оболочки, которые не могут быть объяснены лишь погрешностями монтажа, а

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

по всей видимости, в большей степени являются следствием "конструктивно" и геометрически нелинейно работающей системы (в данном случае термин конструктивная нелинейность использован не по прямому назначению, предложенному в свое время П.А.Лукашем - изменение расчетной схемы конструкции под влиянием нагрузки, а в смысле "генетической" нелинейности - такого же изменения в процессе монтажа. Однако, поскольку в ряде статей, посвященных этой проблеме, использована такая терминология, мы будем придерживаться ее, взяв термин "конструктивная" в кавычки).

Для учета последовательности монтажа в расчетах строительных тонколистовых металлоконструкций предлагается подход, при котором возможно выявить изменения напряженно-деформированного состояния конструкции, соответствующие изменениям расчетной схемы в процессе монтажа и эксплуатации.

В этом случае на первом этапе расчета задается расчетная схема, соответствующая конечному состоянию конструкции, однако жесткостные характеристики отсутствующих элементов принимаются равными нулю, а узлы, соединяющие отсутствующие элементы, - закрепленными от перемещений. Нагрузки, приложенные в эти узлы принимаются равными нулю. Расчет напряженно-деформированного состояния конструкции выполняется с учетом геометрической нелинейности. В случае изменения расчетной схемы конструкции (изменения характера и величины нагрузок, добавления или выключения элементов из работы, изменения граничных условий) на нулевые строки записываются действительные значения жесткостных характеристик (или другая соответствующая информация) и выполняется расчет скорректированной расчетной схемы с учетом значений усилий и перемещений, полученных в результате расчета предыдущей расчетной схемы. Описанный алгоритм приведен на рис. 3.5.

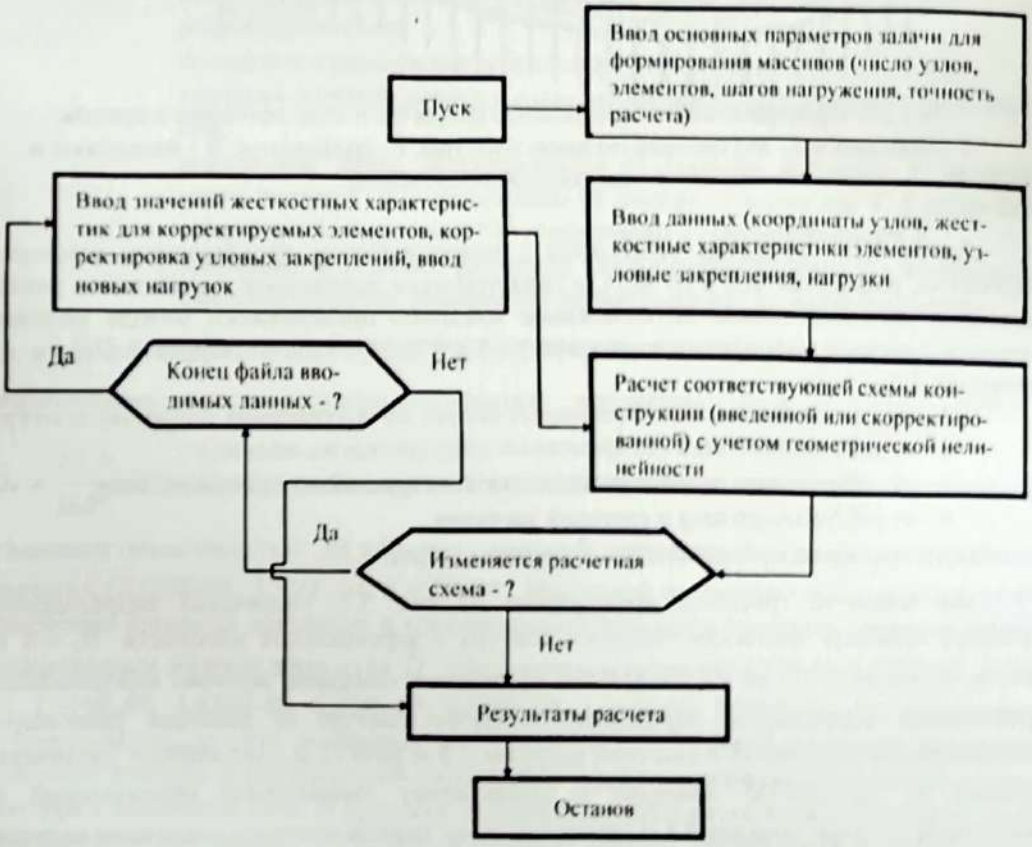


Рис. 3.5. Алгоритм расчета конструкции с учетом изменения расчетной схемы

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

3.1.3. Определение рациональной геометрии покрытия

Для отыскания рациональной конструктивной формы покрытия использован метод «вспарушивания». Последовательными приближениями, за счет корректировки исходной геометрии на величину перемещений, полученных на предыдущем этапе расчета, определялась геометрическая форма, позволяющая минимизировать величины вертикальных перемещений внутреннего опорного контура.

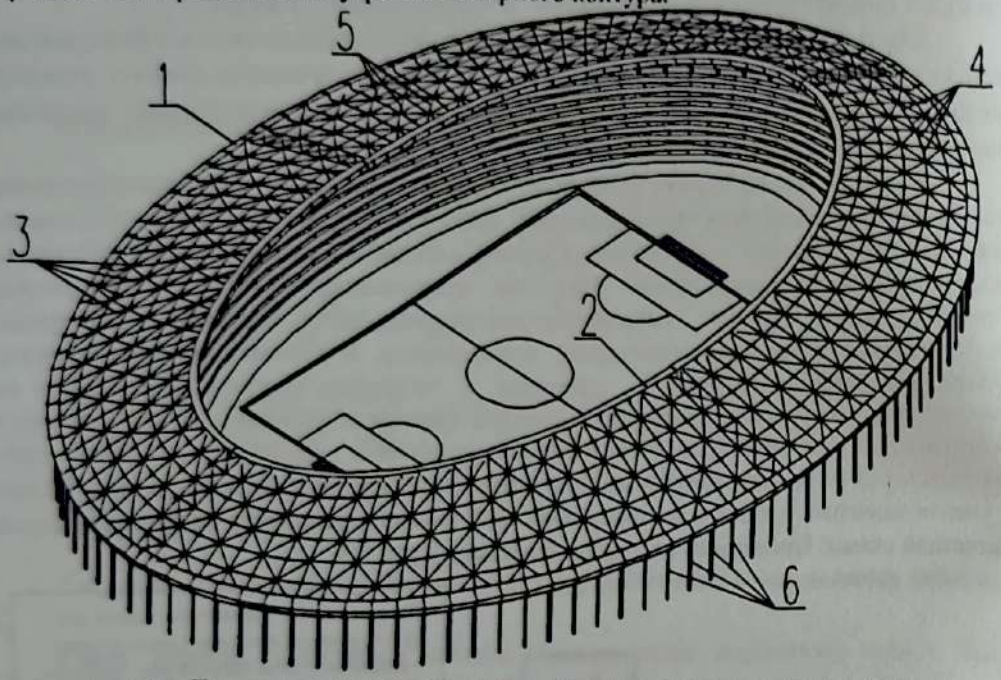


Рис. 3.6. Пространственное стержневое покрытие в виде усеченного купола:
1 - внешний и 2 - внутренний опорные контуры, 3 - радиальные, 4 - кольцевые и 5 - диагональные элементы

Расчёт НДС покрытия проводился с использованием программного комплекса «КОРОНА», разработанного в ДГАСА, в геометрически нелинейной постановке с учетом изменения расчетной схемы, обусловленной влиянием примененного метода монтажа, (алгоритм описан в предыдущем параграфе 3.1.2.), в следующей последовательности для схемы рис. 3.6:

- 1 - от собственного веса на временных опорах по внутреннему опорному контуру;
- 2 - от собственного веса без временных опор (раскружаливание);
- 3 - от собственного веса и ограждающих конструкций из стеклопластика;
- 4 - от собственного веса и снеговой нагрузки.

Результаты проведенного анализа приведены на рис. 3.7.

Как видно из графиков, приведенных на рис. 3.7, увеличение безразмерного параметра изгибной жесткости опорного контура в вертикальной плоскости $\overline{D}_4 \approx 0$ от (точнее $\overline{D}_4 \approx 8{,}647\text{E-}11$) до $\overline{D}_4 = 6{,}824\text{E-}03$ приводит к снижение величин максимальных вертикальных перемещений внутреннего опорного контура от действия равномерно распределенных постоянной и снеговой нагрузок с 5 м до 0.72 м. Дальнейшее увеличение значения $\overline{D}_4$ до 0,01365 приводит к дальнейшему уменьшению перемещений до приемлемых величин порядка 0.3 м при сохранении параболического очертания несущих радиальных элементов.

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

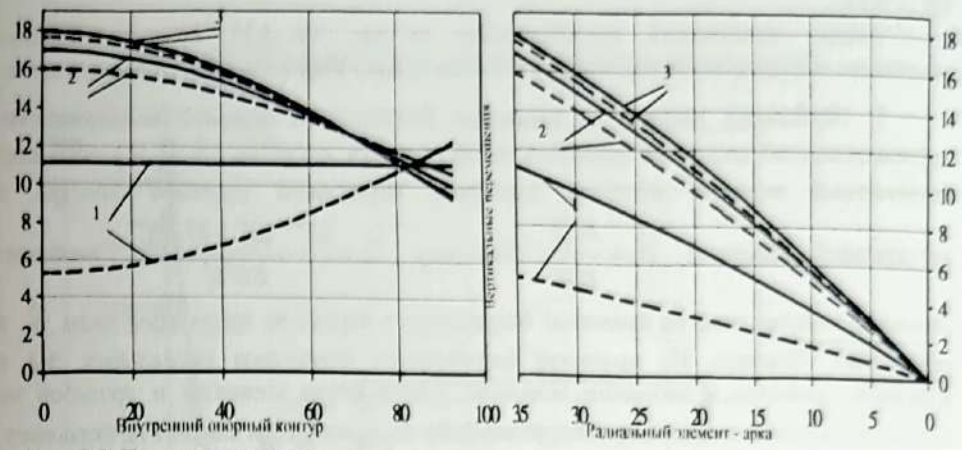


Рис. 3.7. Геометрия и максимальные вертикальные перемещения внутреннего опорного контура и арки для схемы «а»: —— геометрия конструкции, – – положение внутреннего контура после нагружения 1 – при $\overline{D}_4 \approx 0$, 2 - при $\overline{D}_4 = 6{,}824E-03$, 3 - при $\overline{D}_4 = 0{,}01365$.

3.1.4. Исследование взаимосвязей между пространственно-жесткостными параметрами и безразмерными параметрами НДС

Для проведения численного эксперимента принята расчетная схема со следующими условиями:

- примыкание внешнего и внутреннего опорных контуров к радиальным ребрам шарнирное,
- кольцевые и радиальные ребра шарнирно соединены между собой,
- внешний опорный контур в узлах закреплен от смещения по вертикальной оси,
- радиальные ребра, расположенные по главным полуосям, в частности, вдоль полуоси "*a*" - закреплены от смещения вдоль оси *Y*, а радиальные элементы вдоль полуоси "*b*" - закреплены от смещения по оси *X*,
- основные загружения расчетной схемы формировались из постоянной и снеговой нагрузок, равномерно распределенных по всему покрытию.

Для изучения напряженно-деформированного состояния конструкции были взяты безразмерные пространственно-жесткостные параметры $\overline{D}_1 = \frac{EI_z^{опор} ab_1^4 + EI_z a_1 b^4}{Etb^4 b_1^4}$ и $\overline{D}_4 = \frac{EI_y b}{EtR^2}$. Учитывая реальные жесткостные характеристика, приемлемые для перекрытия стадионов вместимостью 20…40 тыс. зрителей, параметр $\overline{D}_1$ дискретно назначались значения (2.573E-04, 3.536E-04, 5.462E-04). Изменение параметра осуществлялось за счет изменения изгибной жесткости в горизонтальной плоскости внешнего опорного контура. Аналогичным образом параметру $\overline{D}_4$ придавались значения (8,647E-11, 1,729E-10, 3,459E-10, 2,419E-03, 4,838E-03, 6,824E-03, 9,675E-03, 1,365E-02, 2,730E-02). Его варьирование осуществлялось за счет изменения двух переменных: изгибной жесткости внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости и радиуса кривизны внутреннего опорного контура в плоскости *ZOX*. В процессе проведенных исследований были получены данные о величинах внутренних усилий в радиальных ребрах, расположенных вдоль главных полуосей конструкции и в средней части четверти. Аналогичные данные были получены и для кольцевых элементов. Особого внимания, также, заслуживают данные о величинах

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

вертикальных перемещений внутреннего опорного контура. Результаты приведены на рис. 3.8 ... 3.11.

Анализ зависимостей, представленных на рис. 3.8...3.11, позволяет сделать следующие выводы о закономерностях изменения усилий в пролетной части конструкции:

1. Наибольшее влияние на изменение безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния пролетной части оболочки покрытия ($\overline{N},\overline{M},\overline{w}$) оказывает безразмерный параметр изгибной жесткости внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости $\overline{D}_4=\frac{EI_y b}{EtR^2}$. Параметр $\overline{D}_1=\frac{EI_\xi^{внутр} ab_1^4+EI_\zeta a_1 b^4}{Etb^4b_1^4}$ оказывает некоторое влияние лишь на изменение безразмерного параметра продольной силы $\overline{N}_r$ в радиальных элементах. На изменение безразмерных параметров продольных сил в кольцевых элементах, изгибающих моментов в радиальных элементах и прогибов по периметру внутреннего опорного контура параметр $\overline{D}_1$ практически влияния не оказывает.

2. По степени влияния наибольшее влияние параметр $\overline{D}_4$ оказывает на изменение безразмерного параметра вертикальных перемещений $\overline{w}$ внутреннего опорного контура, которые при изменении в пределах параметра $\overline{D}_4=0...0.024$ удается снизить в 20...25 раз (см. рис. 3.11). Также заметное влияние изменчивость параметра $\overline{D}_4$ оказывает на изменение безразмерного параметра изгибающего момента в радиальных элементах: уменьшение $\overline{M}_r$ составляет 2.8...5 раз.

3. Увеличение параметра $\overline{D}_4$ сопровождается перераспределением внутренних усилий в радиальных элементах: отмеченное в п. 2 снижение безразмерного параметра изгибающего момента $\overline{M}_r$ сопровождается одновременным увеличением безразмерного параметра продольной силы $\overline{N}_r$ в 1.1 раза для элементов расположенных вдоль короткой оси, и снижению в 1.07...1.05 раза для элементов расположенных в четверти покрытия и вдоль длинной оси сооружения. При этом наибольшей чувствительностью к увеличению параметра $\overline{D}_4$ отличаются элементы, расположенные вдоль длинной оси сооружения, характеризующиеся изменчивостью безразмерного параметра продольной силы $\overline{N}_r$ в пределах 3...5%.

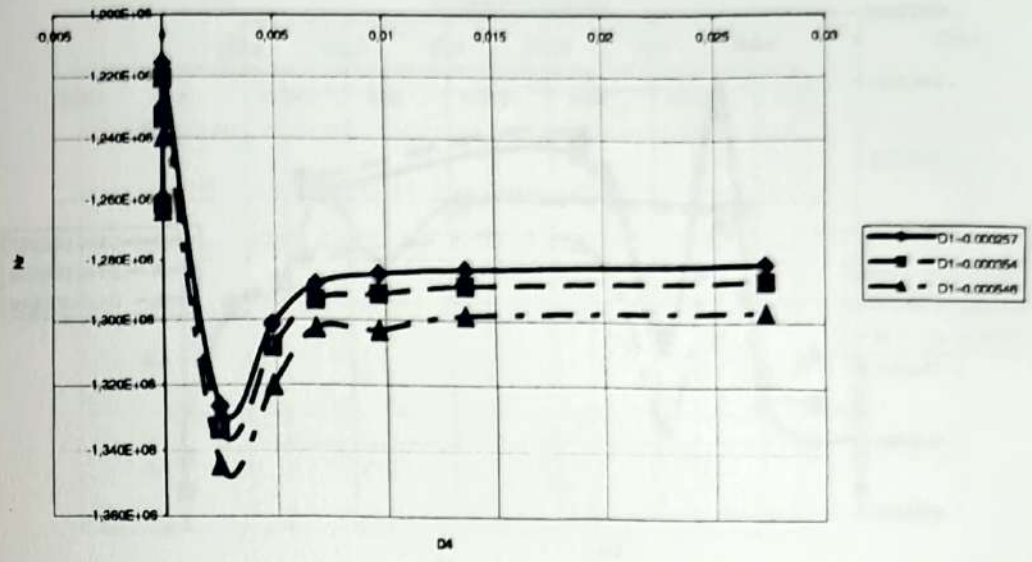
4. Увеличение параметра $\overline{D}_1$ с 2.573E-04 до 5.462E-04, характеризующего жесткость диска покрытия, создаваемую изгибными жесткостями контуров в горизонтальной плоскости и продольной жесткостью пролетной части покрытия, на величину безразмерного параметра продольных сил в радиальных элементах $\overline{N}_r$ приводит к его изменению на 1.5...2%.

5. Изменение параметра $\overline{D}_1$ не оказывает влияния на изменение $\overline{N}_r$ в кольцевых элементах. Увеличение параметра $\overline{D}_4$ приводит к снижению $\overline{N}_r$ в 1.4...1.6 раза для кольцевых элементов, расположенных вдоль короткой оси сооружения, и в 2.4...2.5 раза – для элементов, расположенных вдоль длинной оси.

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

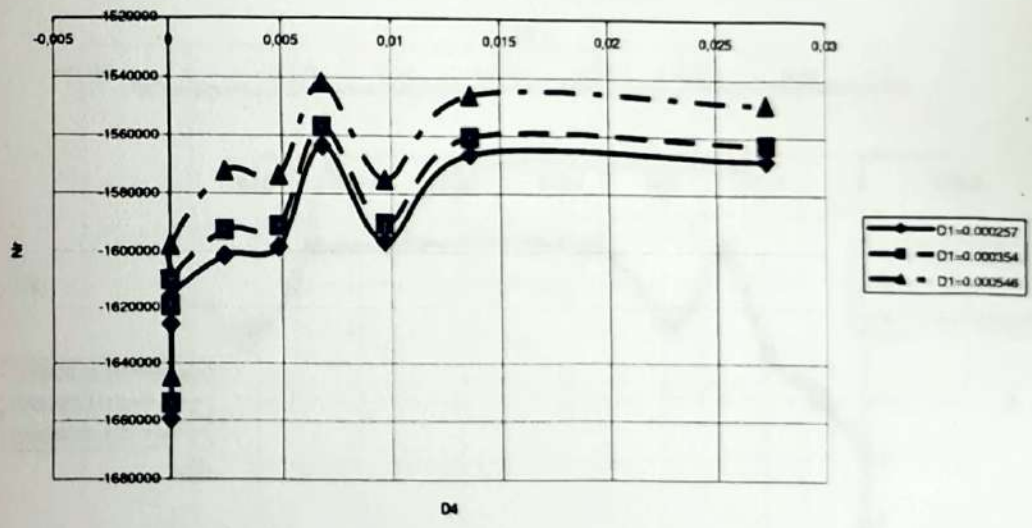
а)

БП продольной силы радиального элемента расположенного вдоль полуоси "b"



б)

БП продольной силы радиального элемента расположенного в средней части четверти покрытия



* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

в)

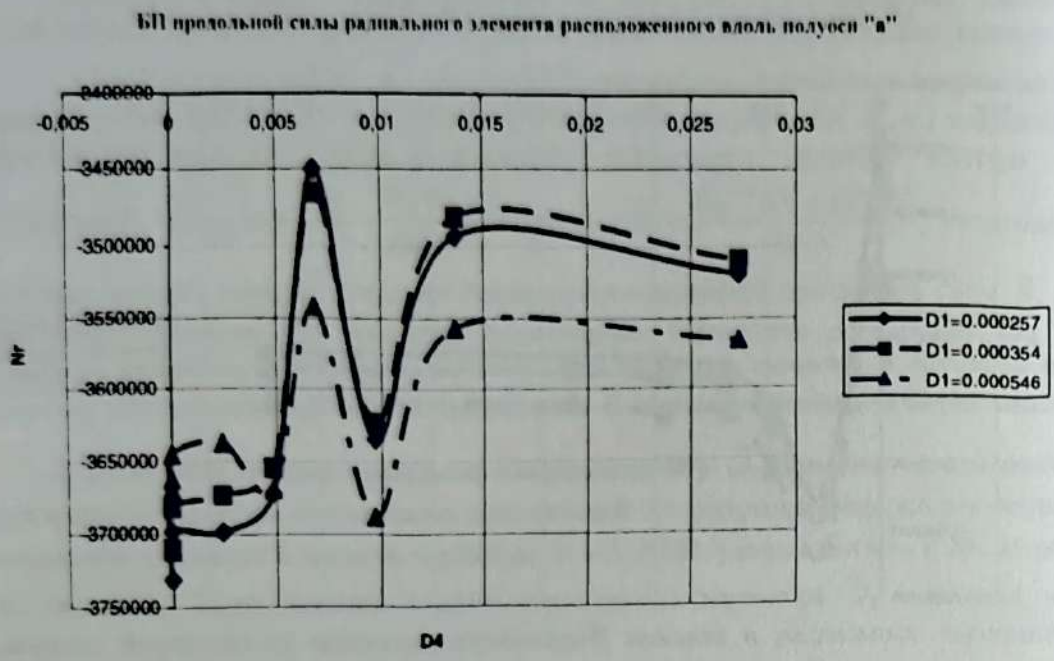
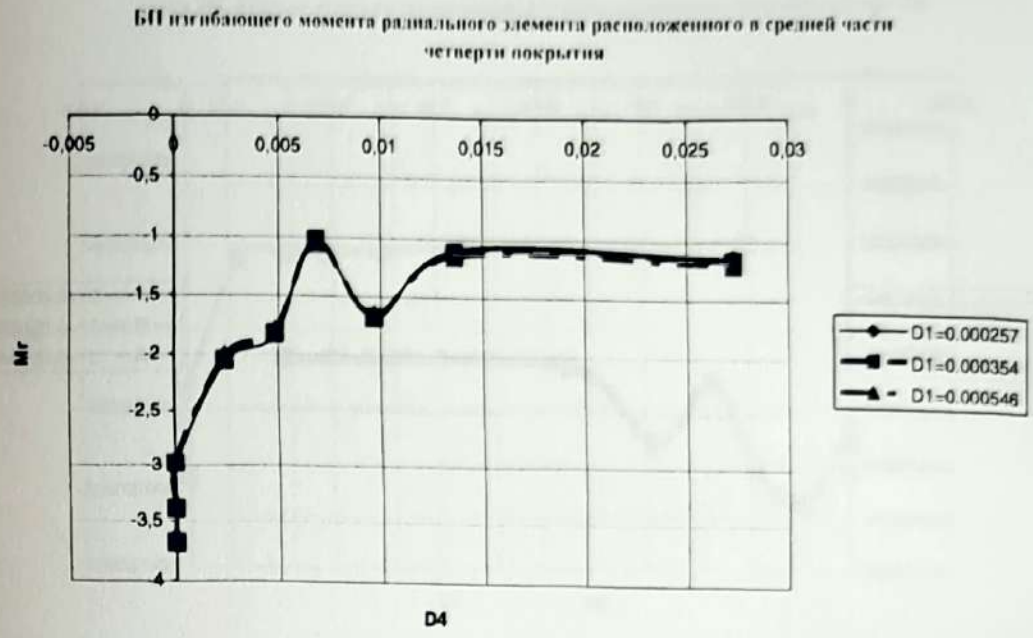


Рис. 3.8. Зависимость безразмерного параметра продольной силы N_r от пространственно-жесткостных параметров D_1 и D_4: а) – для радиального элемента, расположенного вдоль полуоси b, б) – в четверти покрытия, в) – вдоль полуоси a.

а)

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

б)



в)

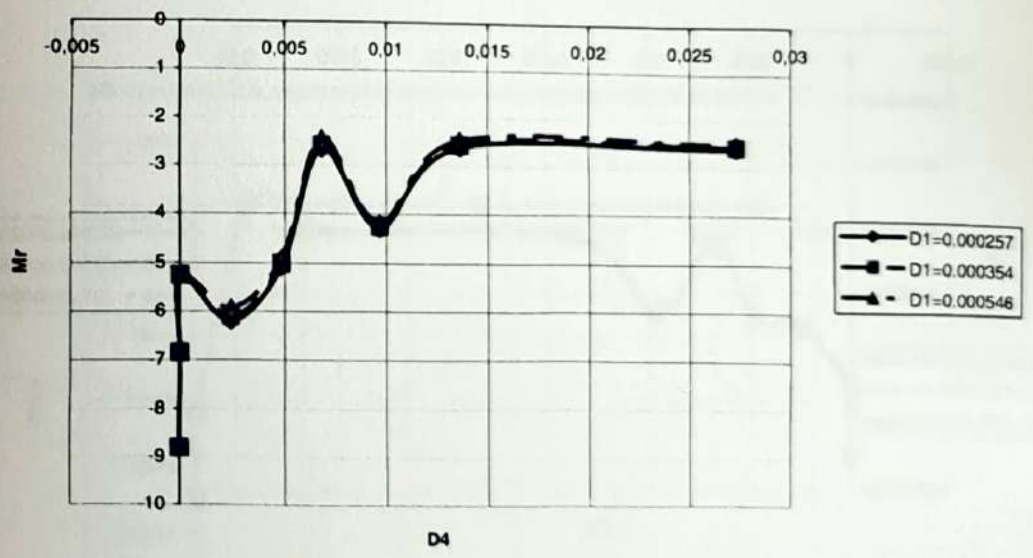
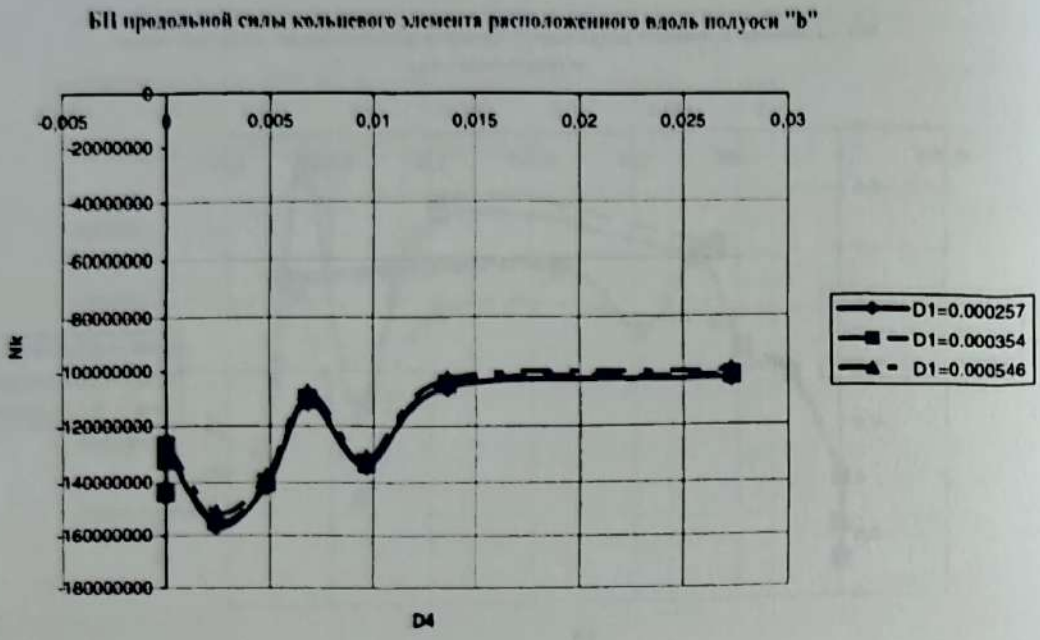


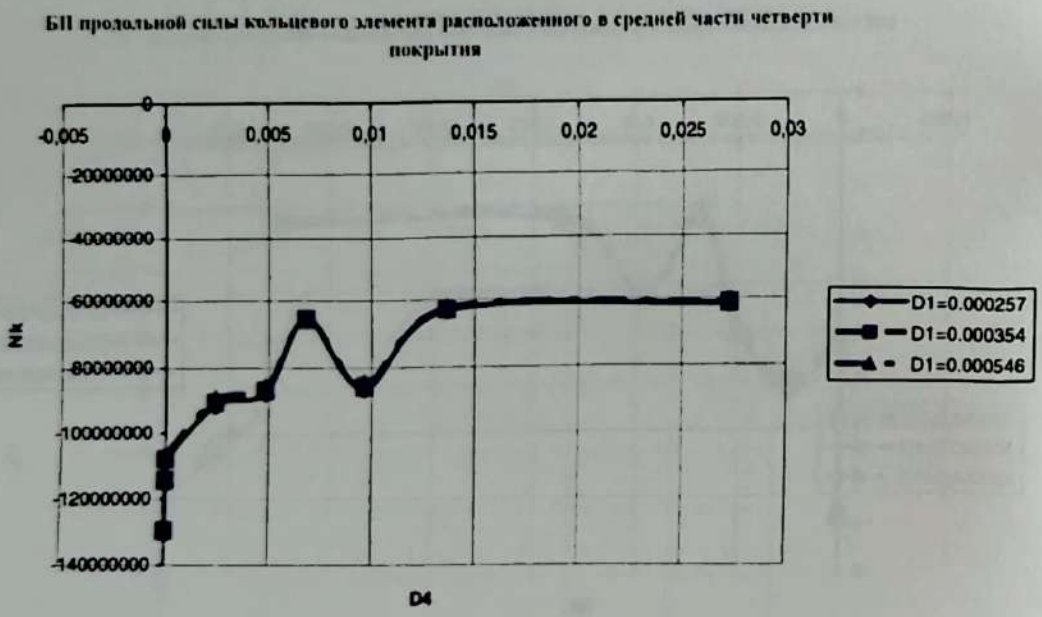
Рис. 3.9. Зависимость безразмерного параметра изгибающего момента M_r от пространственно-жесткостных параметров D_1 и D_4: а) – для радиального элемента, расположенного вдоль полуоси b, б) – в четверти покрытия, в) – вдоль полуоси a.

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

а)



б)



* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

в)

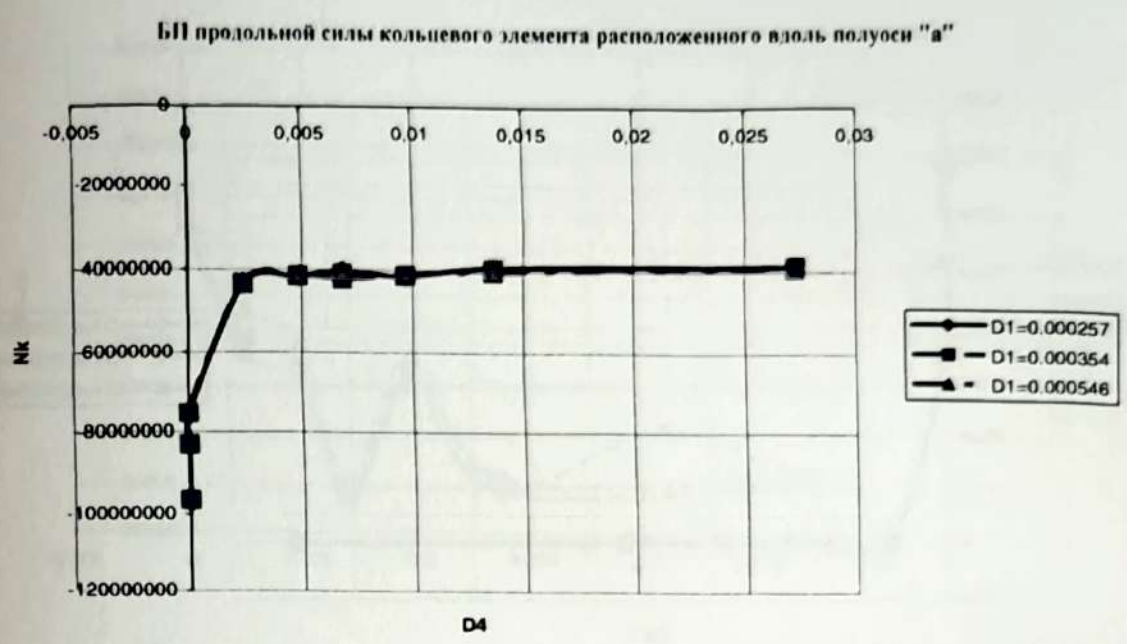
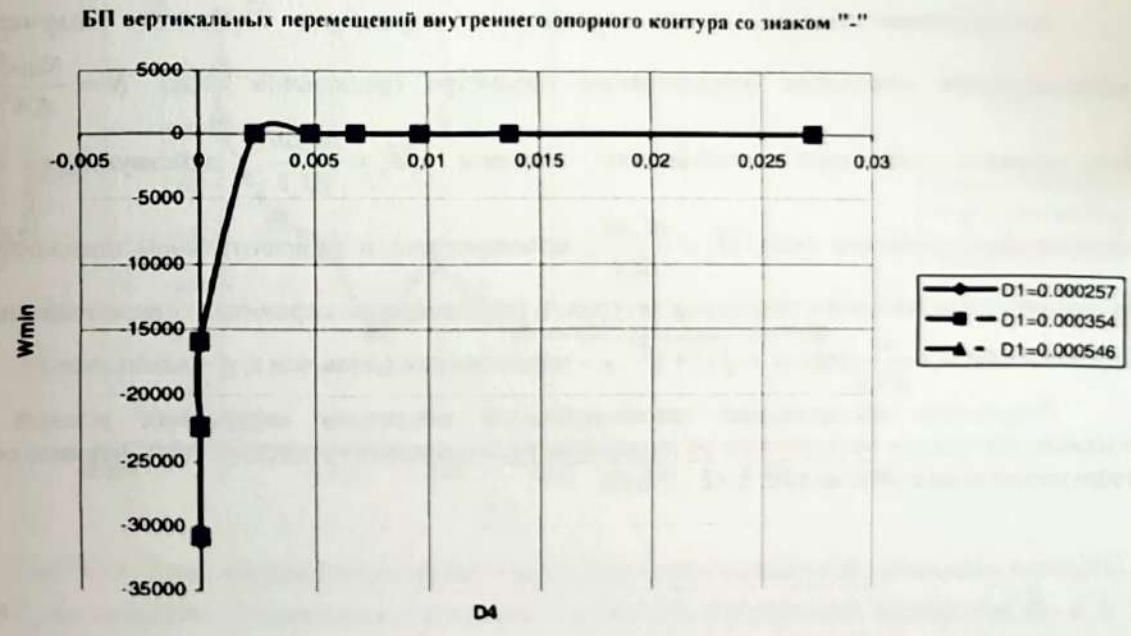


Рис. 3.10. Зависимость безразмерного параметра продольной силы N_r от пространственно-жесткостных параметров D_1 и D_4: а – для кольцевого элемента, расположенного вдоль полуоси b, б – в четверти покрытия, в – вдоль полуоси a.

а)



• - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

б)

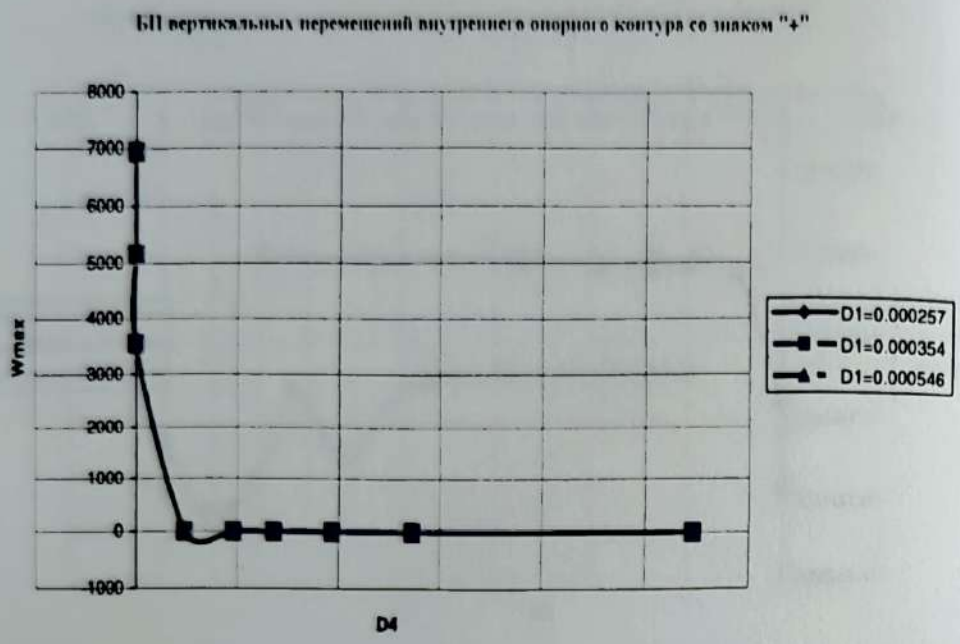


Рис. 3.11. Зависимость безразмерного параметра вертикальных перемещений $\overline{w} = \frac{w}{f}$ от пространственно-жесткостных параметров D_1 и D_4: а) – для перемещений, происходящих «вверх»; б) – для перемещений, происходящих «вниз»

Аналогичным образом, путем варьирования параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$ получены закономерности изменения безразмерного параметра продольной силы $\overline{N} = \frac{Nabl^2}{EA^3}$, безразмерного параметра изгибающего момента $\overline{M}_y = \frac{M_y ab}{EI_y l}$, действующего в вертикальной плоскости (или $\overline{M}_z = \frac{M_z ab}{EI_z l}$, действующего в горизонтальной плоскости) внутреннего или внешнего опорных контуров, и безразмерного параметра горизонтальных перемещений $\overline{u} = \frac{u}{a+b}$ (где $u = \sqrt{x^2 + y^2}$, x – перемещения вдоль оси x, y – вдоль оси y).

Результаты исследований закономерностей изменения внутренних усилий в опорных контурах в зависимости от изменения пространственно жесткостных параметров сооружения приведены на рис. 3.12 … 3.18.

• - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

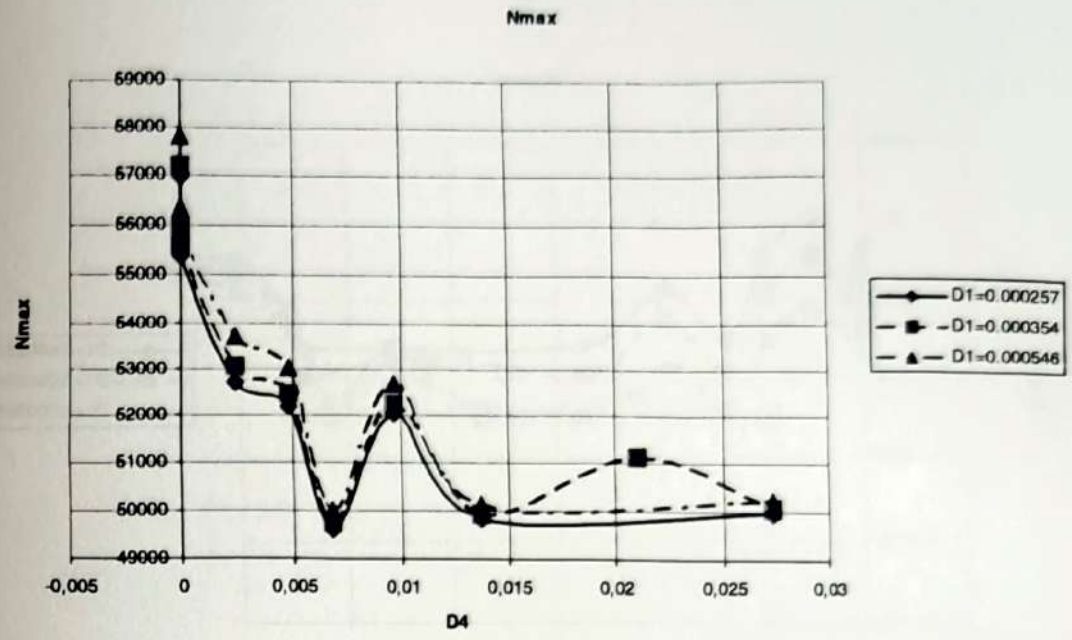


Рис. 3.12. Зависимость безразмерного параметра максимальной продольной силы $\overline{N}$ во внешнем опорном контуре от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$

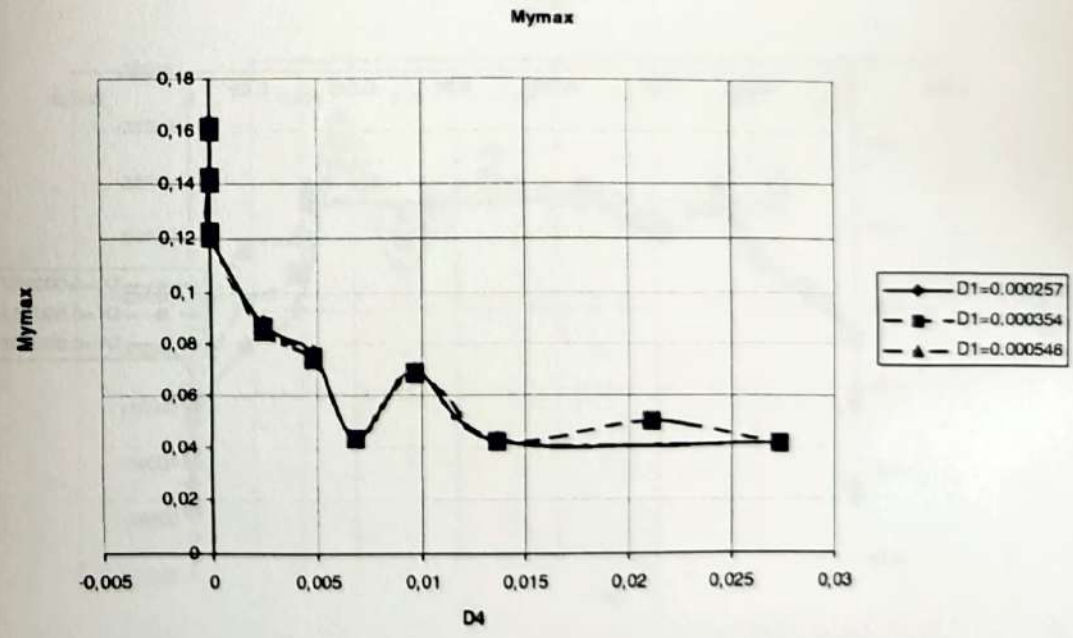
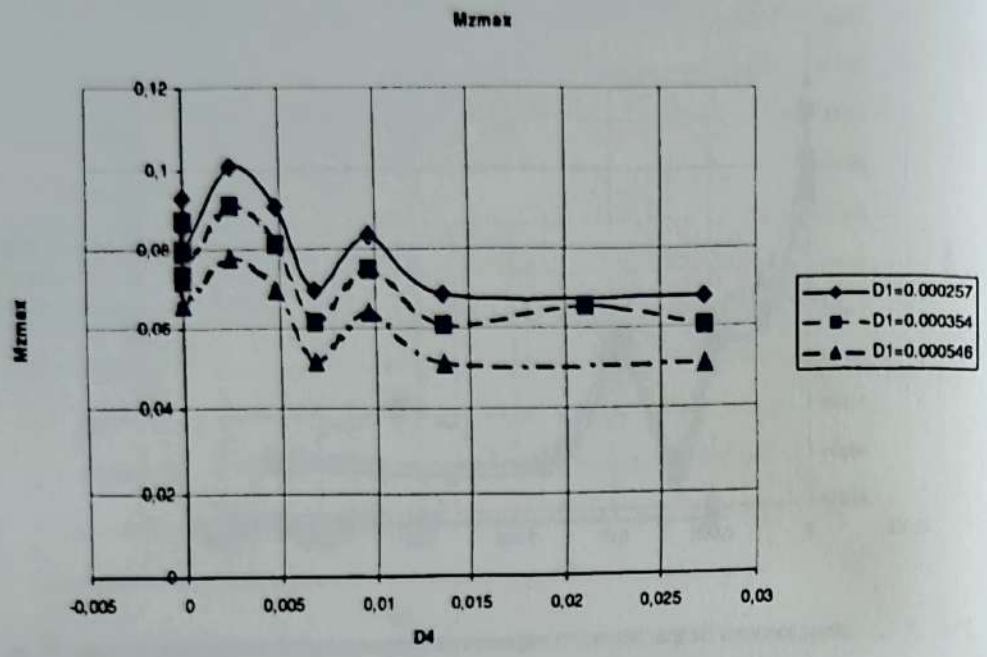


Рис. 3.13. Зависимость безразмерного параметра максимального изгибающего момента $\overline{M}_y$ во внешнем опорном контуре от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$

♦ - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

а)



б)

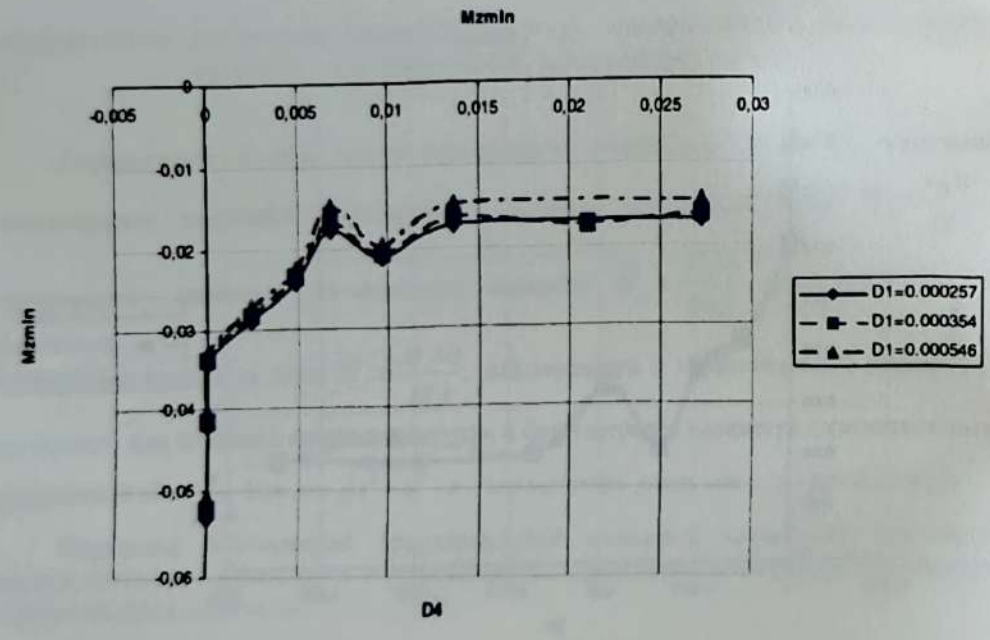


Рис. 3.14. Зависимость безразмерного параметра изгибающего момента $\overline{M}_z$ во внешнем опорном контуре от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$:
а) $M_{z,max}$ – положительный изгибающий момент, б) $M_{z,min}$ – отрицательный изгибающий момент

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

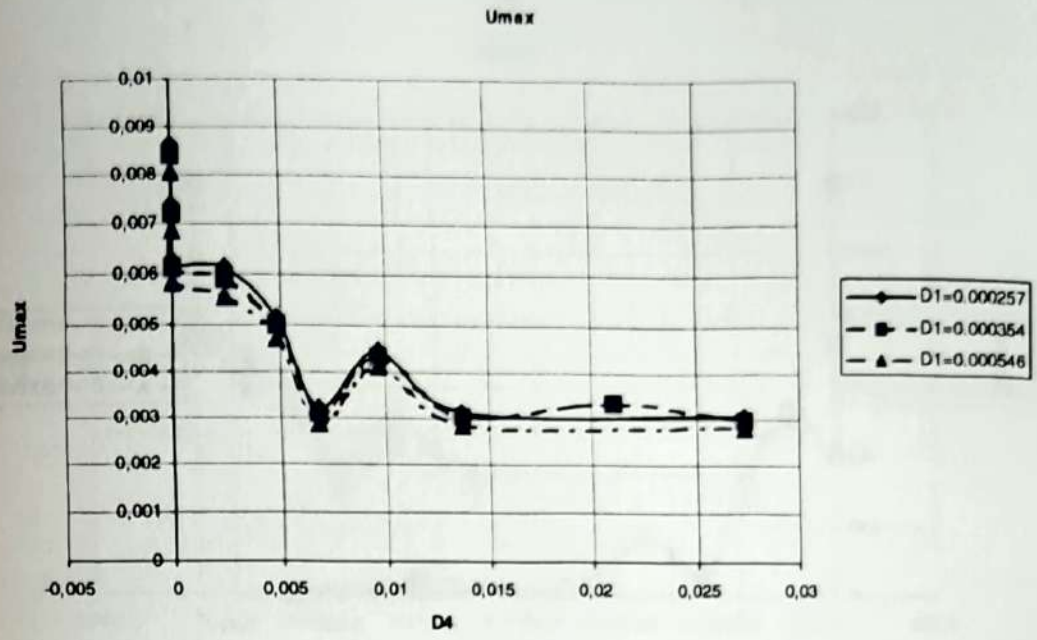


Рис. 3.15. Зависимость безразмерного параметра максимальных горизонтальных смещений внешнего опорного контура $\overline{u}$ от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$

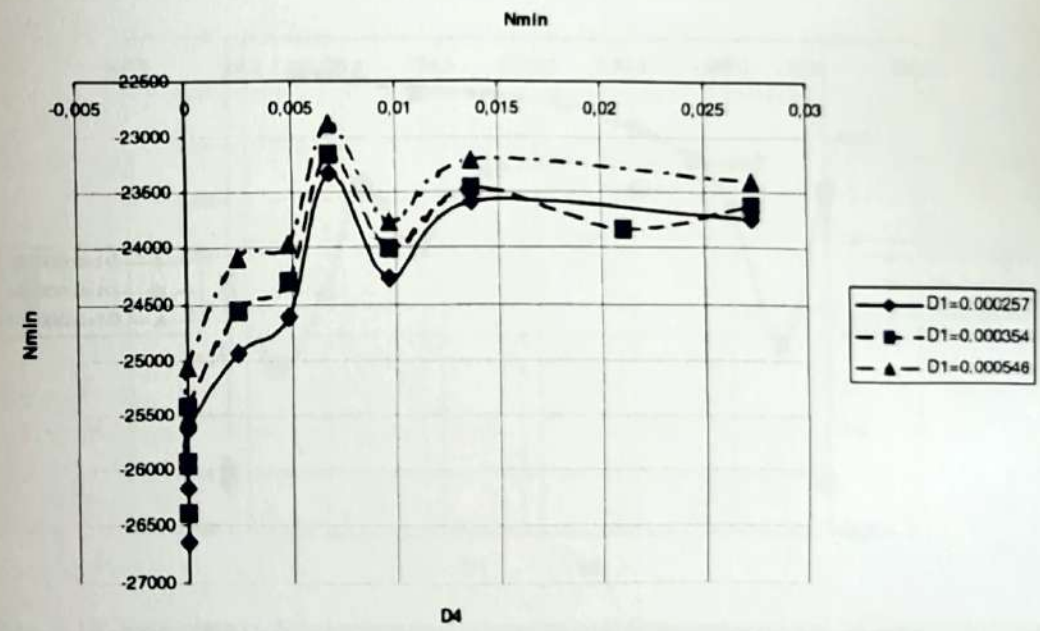
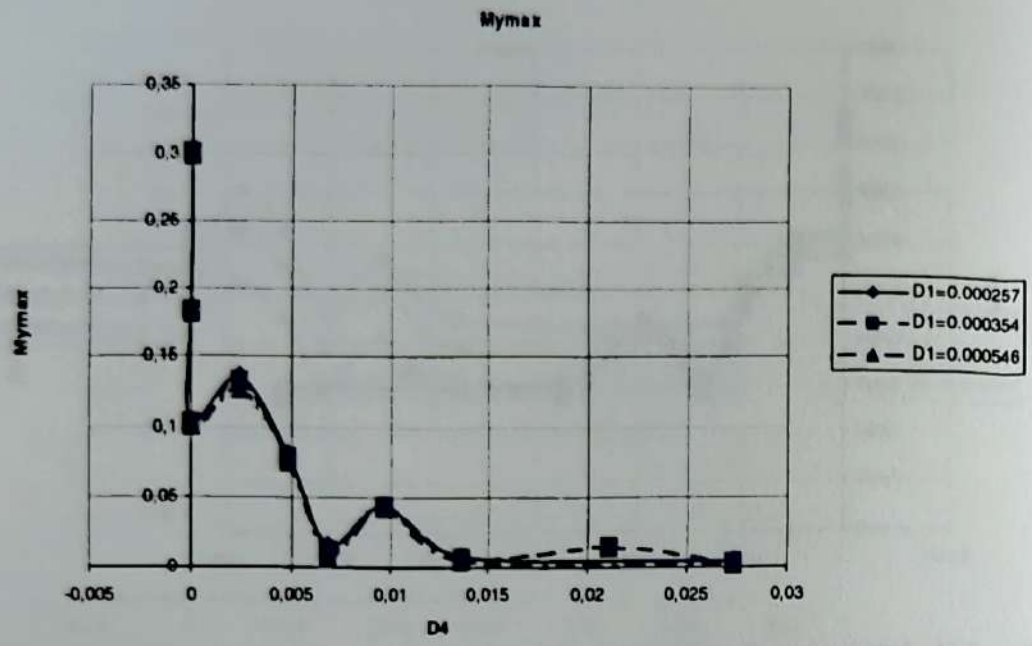


Рис. 3.16. Зависимость безразмерного параметра максимальной сжимающей продольной силы $\overline{N}$ во внутреннем опорном контуре от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

а)



б)

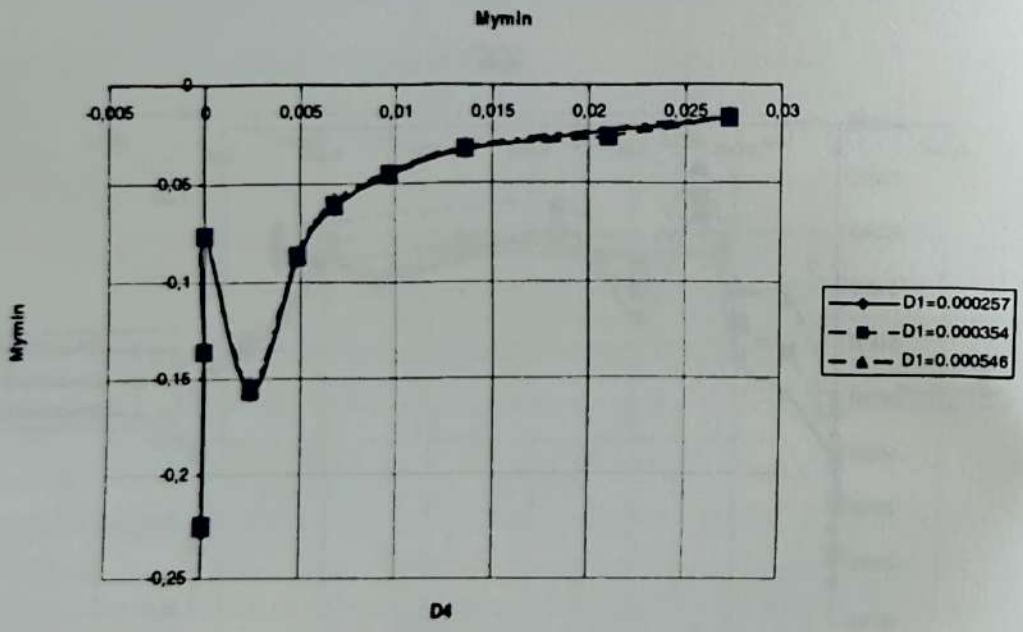
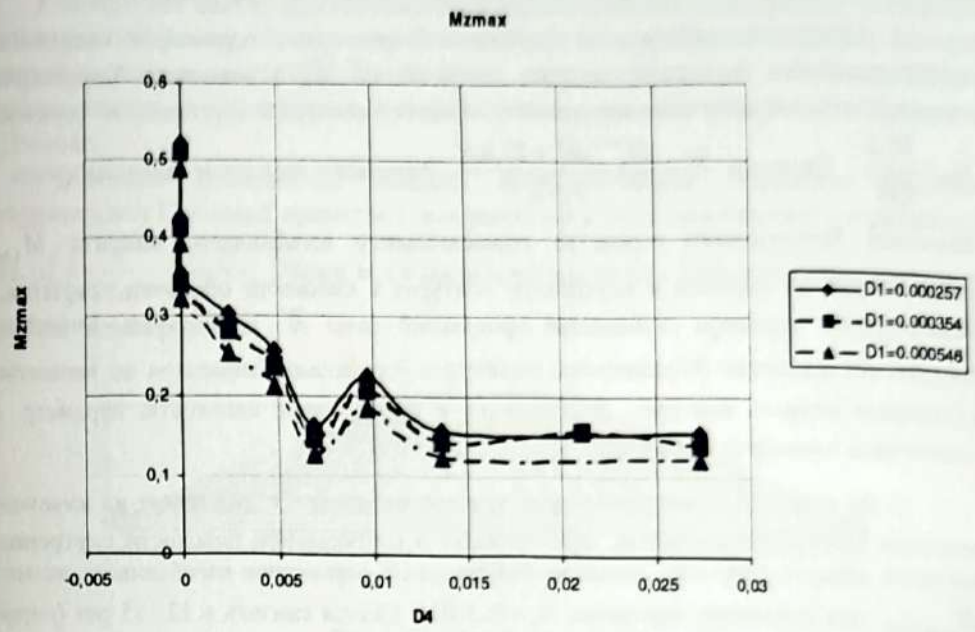


Рис. 3.17. Зависимость безразмерного параметра изгибающего момента $\overline{M}_y$ во внутреннем опорном контуре от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$:
а) $M_{y,max}$ – положительный изгибающий момент, б) $M_{y,min}$ – отрицательный изгибающий момент

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

а)



б)

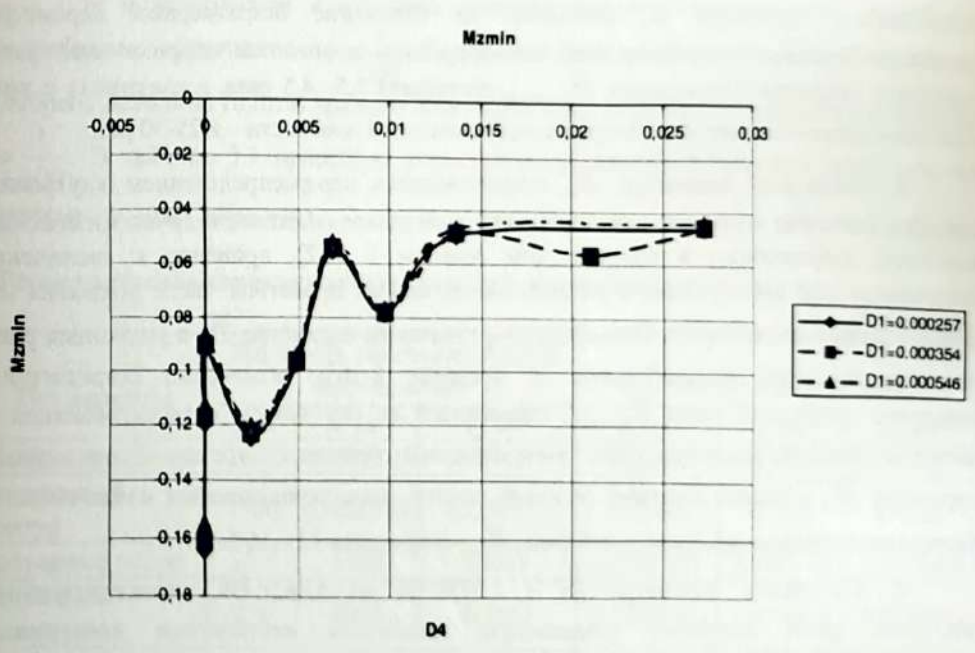


Рис. 3.18. Зависимость безразмерного параметра изгибающего момента $\overline{M}_z$ во внутреннем опорном контуре от пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$:
а) $M_{z\,max}$ – для элемента, расположенного длинной полуоси,
б) $M_{z\,min}$ – на короткой полуоси

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Анализ зависимостей, представленных на рис. 3.12 … 3.18, позволяет сделать следующие выводы о закономерностях изменения усилий в контурах покрытия:

1. Наибольшее влияние на изменение безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния контуров покрытия ($\overline{N}, \overline{M}, \overline{u}$) оказывает безразмерный параметр изгибной жесткости внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости $\overline{D}_4 = \frac{El_y b}{EtR^2}$. Параметр $\overline{D}_1 = \frac{El_z^{min} ab_1^4 + El_z a_1 b^4}{Etb^4 b_1^4}$ оказывает некоторое влияние лишь на изменение безразмерного параметра положительного изгибающего момента $\overline{M}_{z,max}$, действующего во внешнем и внутреннем контурах в плоскости оболочки покрытия, и безразмерного параметра сжимающей продольной силы $\overline{N}$ во внутреннем опорном контуре. На изменение безразмерных параметров изгибающих моментов во внешнем и внутреннем опорном контурах, действующих в вертикальной плоскости, параметр $\overline{D}_1$ практически влияния не оказывает.

2. По степени влияния наибольшее влияние параметр $\overline{D}_4$ оказывает на изменение величины изгибающего момента, действующего в вертикальной плоскости внутреннего опорного контура. При этом, значения безразмерных параметров изгибающего момента $\overline{M}_{y,max-min}$ при увеличении параметра $\overline{D}_4 = 0...0.024$ удается снизить в 12...15 раз (первые цифры относятся к $\overline{M}_{y,max}$, вторые – к $\overline{M}_{y,min}$, см. рис. 3.17). Также заметное влияние изменчивость параметра $\overline{D}_4$ оказывает на изменение безразмерных параметров изгибающих моментов, действующих во внутреннем и внешнем опорных контурах в плоскости покрытия: уменьшение $\overline{M}_{z,max-min}$ составляет 1.5...4,5 раза, а связанных с ними смещений внешнего опорного контура в горизонтальной плоскости – в 25-30 раз.

3. Увеличение параметра $\overline{D}_4$ сопровождается перераспределением внутренних усилий в элементах покрытия: отмеченное при этом резкое снижение величин изгибающих моментов, действующих в контурах (см. выводы 1 и 2), приводит к увеличению продольных сил, действующих в радиальных элементах пролетной части покрытия (см. вывод 3 по пролетной части). Одновременно, изменение параметра $\overline{D}_4$ в указанных ранее пределах вызывает незначительное (в пределах 8-16%) изменение безразмерного параметра продольной силы $\overline{N}_{min-max}$, сжимающей во внутреннем и растягивающей во внешнем опорных контурах. При этом большей чувствительностью к увеличению параметра $\overline{D}_4$ обладает внешний опорный контур, характеризующийся изменчивостью безразмерного параметра продольной силы $\overline{N}_{max}$ в пределах 12…16%.

4. Увеличение параметра $\overline{D}_1$ с 2.573E-04 до 5.462E-04, характеризующего жесткость диска покрытия, создаваемую изгибными жесткостями контуров в горизонтальной плоскости и продольной жесткостью пролетной части покрытия, приводит к изменению безразмерного параметра изгибающего момента в горизонтальной плоскости $\overline{M}_{z,max-min}$ для внешнего опорного контура на 18-26%, безразмерного параметра продольной силы в контурах $\overline{N}_{min-max}$ - на 2-3%, безразмерного параметра горизонтальных смещений внешнего опорного контура $\overline{u}$ - на 8-10%.

5. Изменение параметра $\overline{D}_1$ не оказывает влияния на изменение параметра $\overline{M}_{y,max-min}$ контурах.

---

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

3.1.5. Результаты экспериментальных исследований

Конструкция модели. Для проведения экспериментальных исследований изготовлена крупномасштабная модель стационарного покрытия над трибунами стадиона, размеры которой в плане составили $2a \times 2b = 2.5 \times 1.7 м$, со стрелой подъёма f = 170 мм. Общие размеры модели спроектированы в соответствии с размерами трибун ЦС «Шахтер» в г. Донецке.

Объектом исследования является пространственная стержневая оболочка положительной Гауссовой кривизны с поверхностью в виде эллиптического параболоида $f(x, y) = -\frac{x^2}{2a^2} - \frac{y^2}{2b^2} + c$. Общий вид модели приведен на рис. 3.19, вид модели в процессе испытаний – на рис. 3.23.

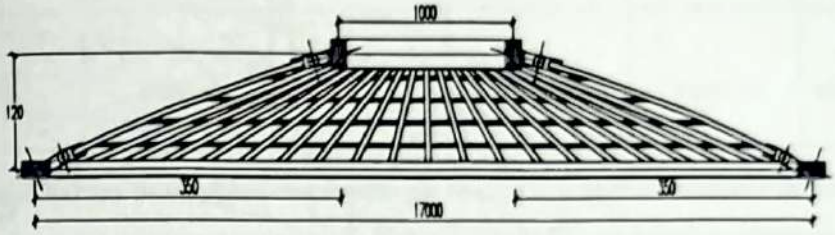


Рис. 3.19. Общий вид модели

При моделировании использован принцип прямого геометрического подобия с масштабным коэффициентом $m = \frac{1}{100}$. Поперечное сечение основных несущих элементов, подобрано исходя из гипотез прямого геометрического подобия с коэффициентом подобия $k = \frac{1}{100}$. В таблице 3.1 приведены геометрические характеристики площадей сечений основных несущих элементов.

Геометрические характеристики площадей сечений основных несущих элементов

Таблица 3.1

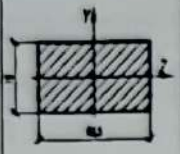
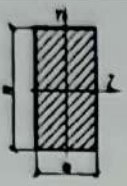
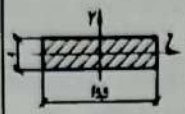
Тип элемента	Жесткость элементов объекта исследования			Жесткость элементов модели		
	a, см^2	I_y, см^4	I_z, см^4	a, см^2	I_y, см^4	I_z, см^4
Внешний контур	2668	37607010	17484211	0.2668	0.3761	0.1748
Внутренний контур	1950	13025974	65239633	0.1950	0.1303	0.6524
Кольцевые рёбра	32.3	1780	60067	3.230E-03	3.559E-05	1.201E-03
Радиальные элементы	236	8998	418661	2.357E-02	1.800E-04	8.373E-03
Связи (диагональные элементы)	15	0	0	0.0015	0	0

Исходя из значений геометрических характеристик сечений основных несущих элементов, получены геометрические размеры площадей сечений основных элементов, приведенные в таблице 3.2.

• - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Площади сечений основных элементов модели

Таблица 3.2

Тип элемента	Внешний опорный контур	Внутренний опорный контур	Кольцевые элементы	Радиальные элементы	Диагональные элементы
Эскиз поперечного сечения элемента					
Генеральные размеры	h=10мм	h=19мм	h=5мм	h=4мм	d=2мм

В плане опорные контуры описаны по эллипсу с полуосями, составляющими для внешнего опорного контура a = 1230 мм, b = 850 мм, для внутреннего опорного контура - a = 930 мм, b = 500 мм. Шаг радиальных ребер по внешнему опорного контура составляет *150 мм* и по внутреннему опорному контуру – 105 мм.

Сопряжение элементов модели выполнено следующим образом:

- кольцевых элементов с радиальными - жесткое,
- диагональные элементы - с узловыми шарнирами,
- внутренний и внешний опорный контуры с радиальными элементами – шарнирно относительно горизонтальной оси радиального элемента (в виде цилиндрического шарнира).

Внешнее закрепление модели моделируется опиранием внешнего опорного контура на испытательный стол. Материал основных несущих элементов сталь С235.

Методика проведения эксперимента. Модель покрытия испытывалась в упругой стадии на статические нагрузки. Вов время проведения эксперимента измерялись относительные деформации внешнего, внутреннего опорных контуров, радиальных и кольцевых ребер. Кроме того, измерялись вертикальные перемещения узлов внутреннего контура и пролетной части покрытия. Горизонтальные перемещения фиксировались вдоль главных полуосей и в средней части четверти конструктивной схемы.

Относительные деформации измерялись проволочными петлевыми тензорезисторами сопротивления с базой $l = 20$ мм. В качестве регистрирующей аппаратуры использовался информационно-измерительный комплекс *К732/1*. Схема расположения измерительных приборов приведена на рис. 3.20, общий вид информационно-измерительного комплекса *К732/1* – на рис. 3.21.

Тензодатчики наклеивались на радиальных элементах в трех сечениях: у внешнего опорного контура, в средней части радиального элемента и вблизи внутреннего опорного контура. На кольцевых ребрах, в связи с их шарнирным примыканием к радиальным элементам, тензодатчики располагались только в средней части элемента. На внешнем и

• - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

внутреннем контурах тензодатчики располагались в средних частях четвертей и на главных полуосях. Для оценки величины, как продольной силы, так и изгибающего момента, действующего в вертикальной плоскости, тензодатчики наклеивались на верхних и нижних волокнах сечения вдоль продольной оси элемента.

Вертикальные и горизонтальные перемещения узлов конструкции измерялись при помощи прогибомеров системы Максимова с ценой деления 0,1 и 0,01мм.

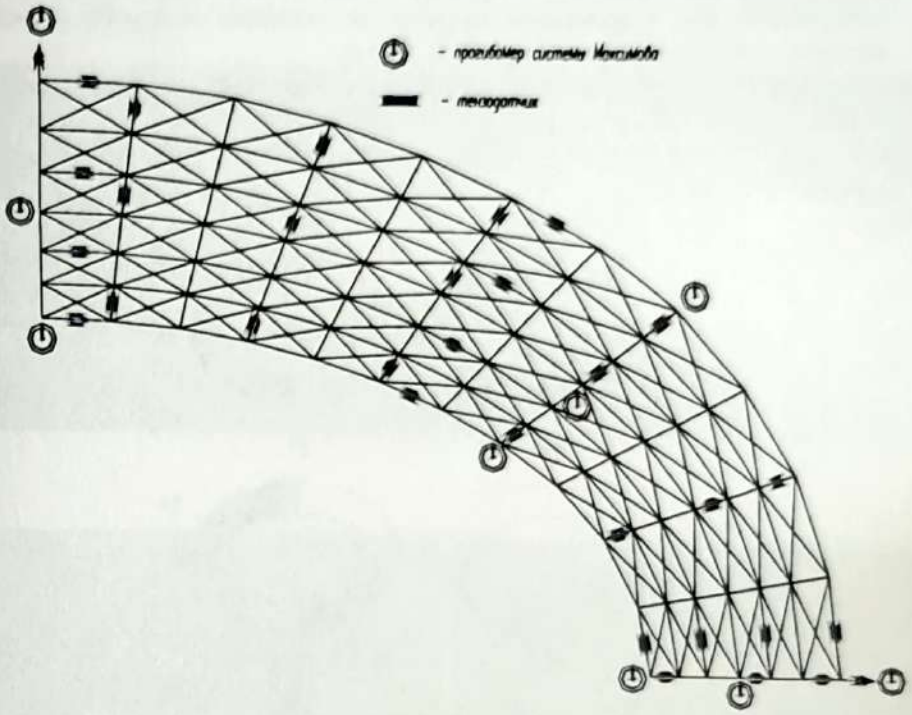


Рис. 3.20. Схема расстановки измерительных приборов

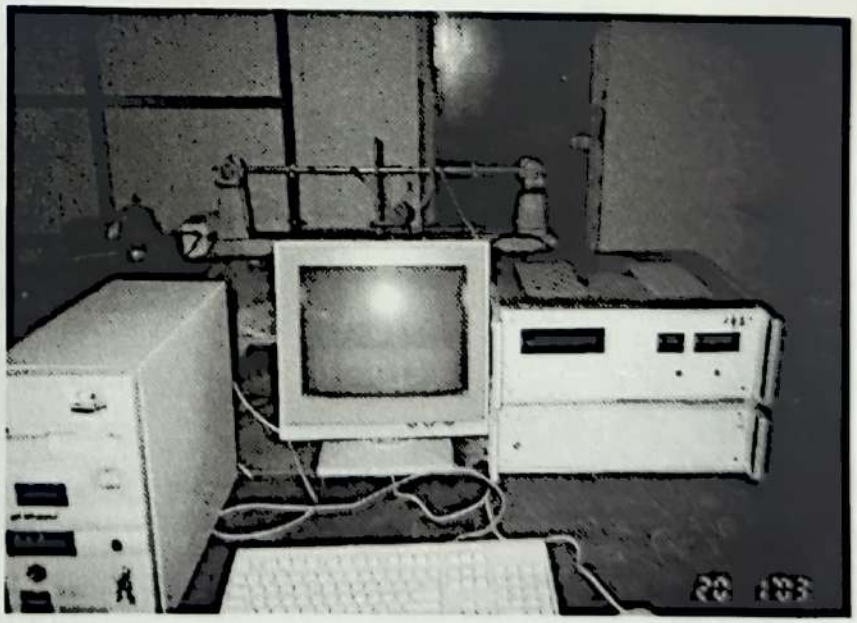


Рис. 3.21. Измерительная информационная система К-732/1

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Примененные в ход эксперимента схемы загружения модели использованы в соответствии с предыдущим опытом ранее выполненных исследований для подобного класса сооружений. В соответствии с поставленными задачами исследований были приняты следующие схемы загружения:

- собственный вес (рис. 3.22.а, 3.24.а),
- собственный вес + временная нагрузка по всему покрытию (рис. 3.22.а, 3.24.б),
- собственный вес + временная нагрузка на половине покрытия симметрично относительно длинной оси (рис. 3.22.б, 3.24.в),
- собственный вес + временная нагрузка на половине покрытия симметрично относительно короткой оси (рис. 3.22.в, 3.24.г),
- собственный вес + временная нагрузка в четвертях покрытия (кососимметричное приложение, рис. 3.22.г).

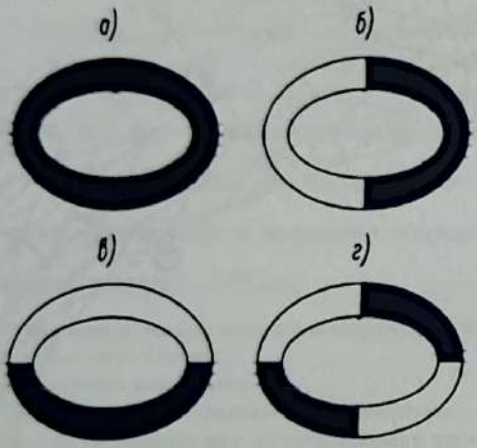


Рис. 3.22. Схемы загружения:
■ - постоянная нагрузка – q = 573.2 Н/м^2, ▭ - снеговая нагрузка – s = 686.5 Н/м^2

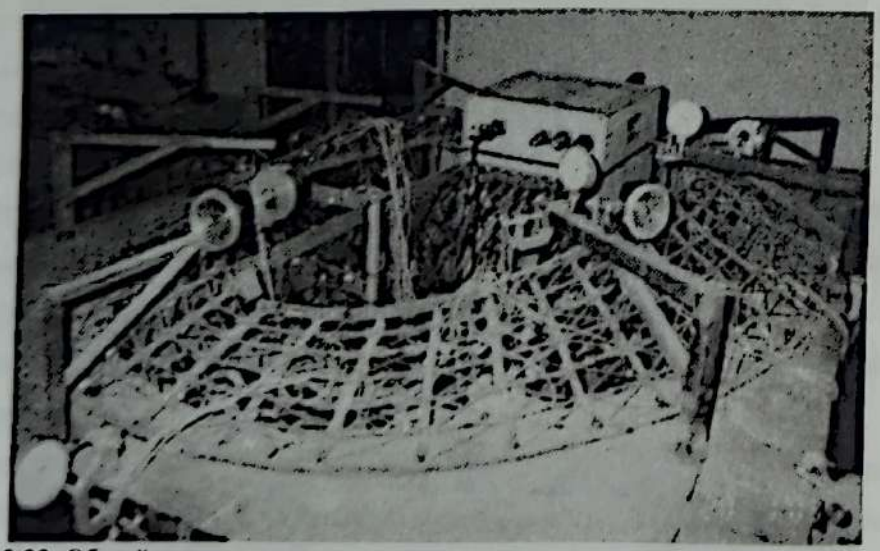


Рис. 3.23. Общий вид модели пространственного стержневого покрытия в процессе испытаний

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Нагрузка прикладывалась в виде системы подвески мелких грузов. Величина распределенной нагрузки составила соответственно для постоянной и временной нагрузок q = 0,5732 кН/м^2 и s = 0,6865 кН/м^2. Временная и постоянная нагрузка прикладывались поэтапно и были разделены на четыре этапа по 0,1433 кН/м^2 и 0,1716 кН/м^2 соответственно.

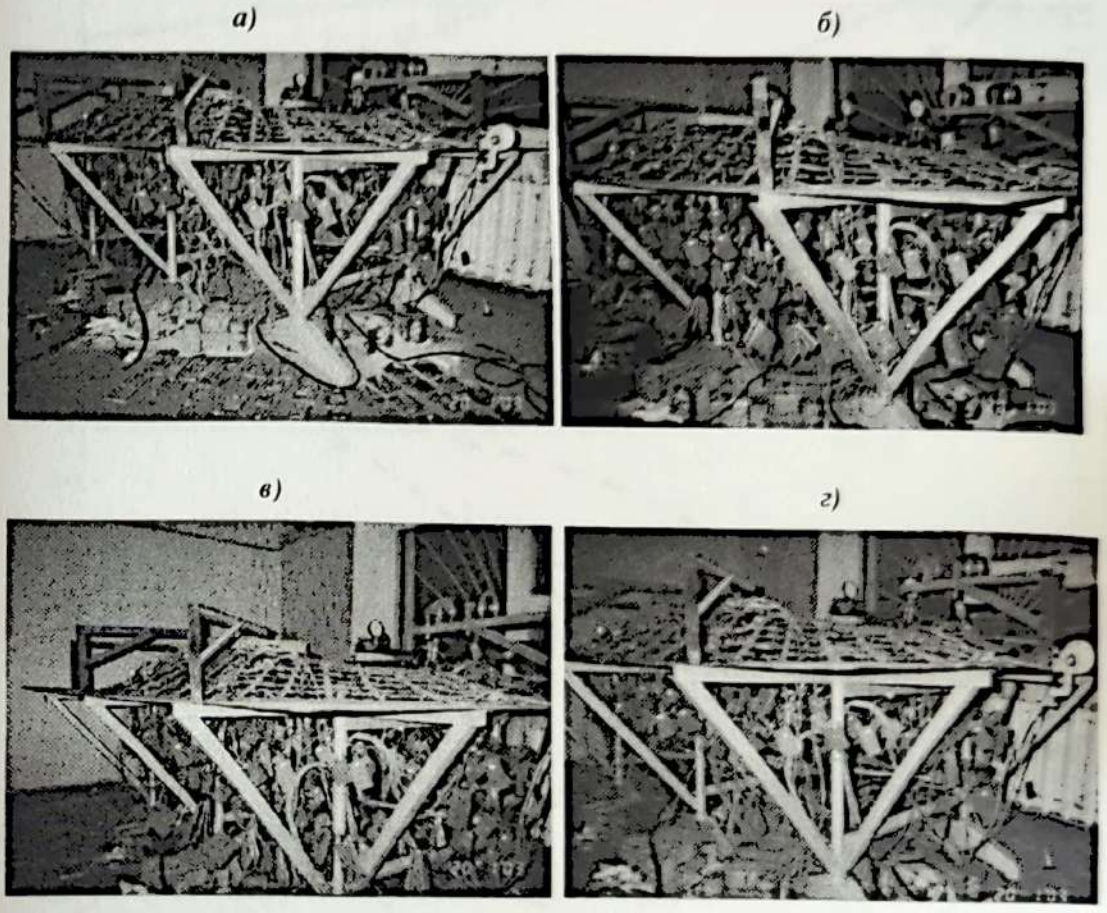


Рис. 3.24. Загружение модели в процессе испытаний: *а* – собственный вес, *б* - собственный вес + временная нагрузка по всему покрытию, *в* - собственный вес + временная нагрузка на половине покрытия симметрично относительно длинной оси, *г* - собственный вес + временная нагрузка на половине покрытия симметрично относительно короткой оси

После каждого этапа нагружения выдерживалась пауза продолжительностью 15-20 мин., затем брались отчеты по всем приборам, и далее следовало нагружение по следующему этапу. Разгрузка производилась аналогичными этапами. Зависимости, полученные в ходе экспериментальных исследований, обрабатывались способом наименьших квадратов с помощью программных продуктов MathCAD, Microsoft Excel.

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

На рис. 3.25…3.26 представлены некоторые результаты испытаний, в частности величины вертикальных перемещений по главным осям сооружения, а также по периметру внутреннего опорного контура сооружения от схем загружения, приведенных на рис. 3.22.а, б.

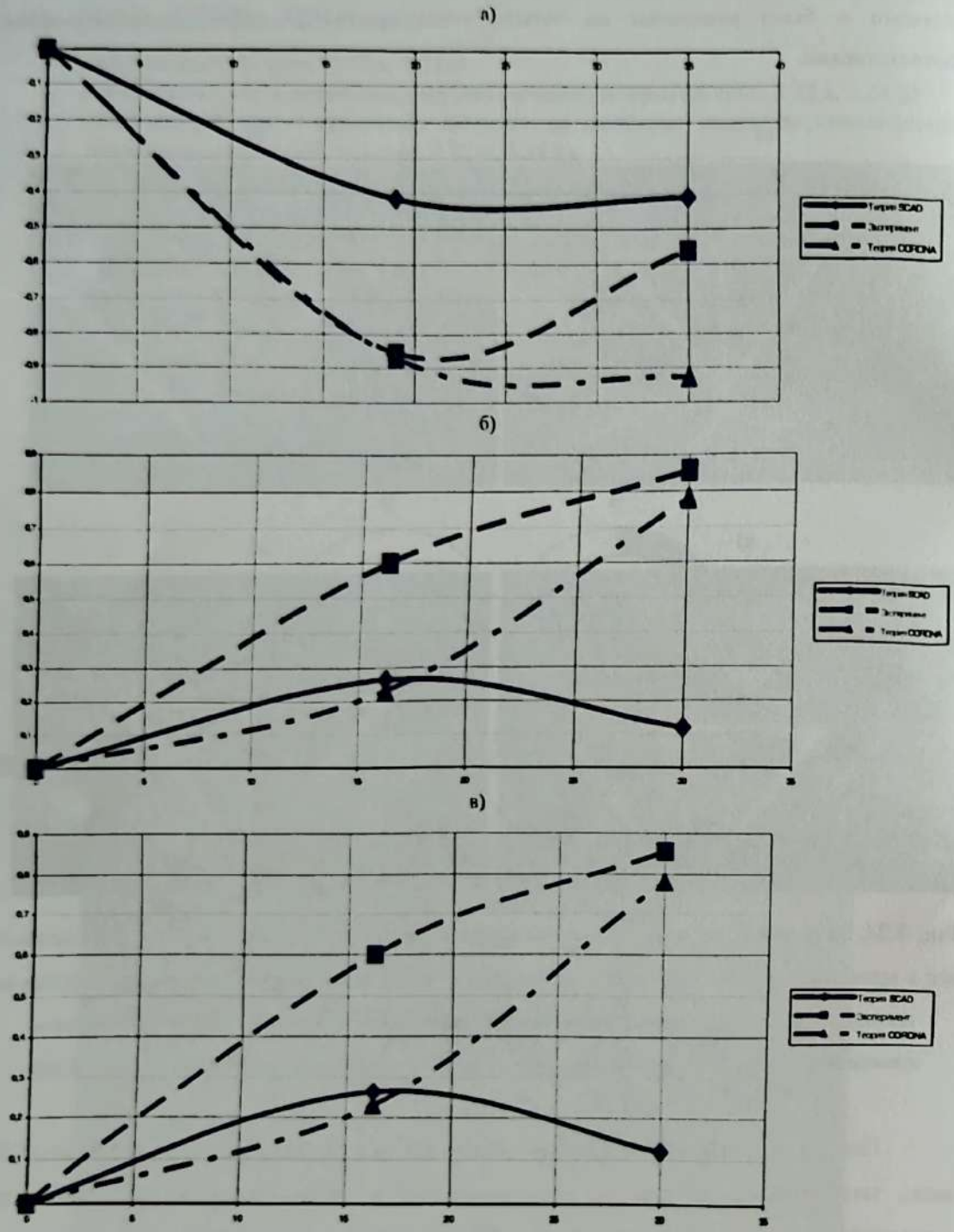


Рис. 3.25. Вертикальные перемещения радиальных ребер, расположенных:
а - вдоль полуоси a; *б* - вдоль полуоси b; *в* – в средней части четверти от загружения равномерно-распределенной нагрузкой собственного веса

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

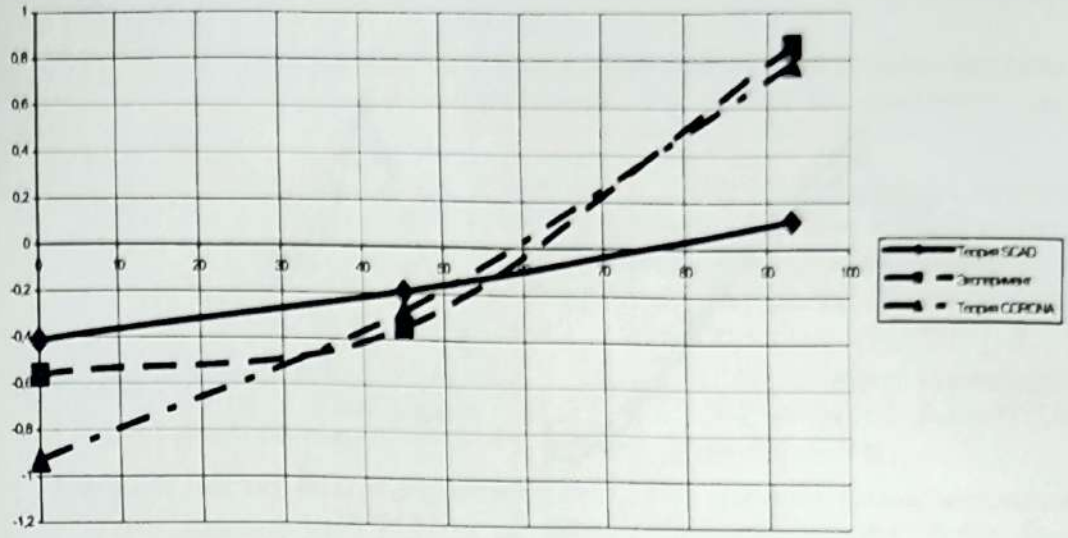
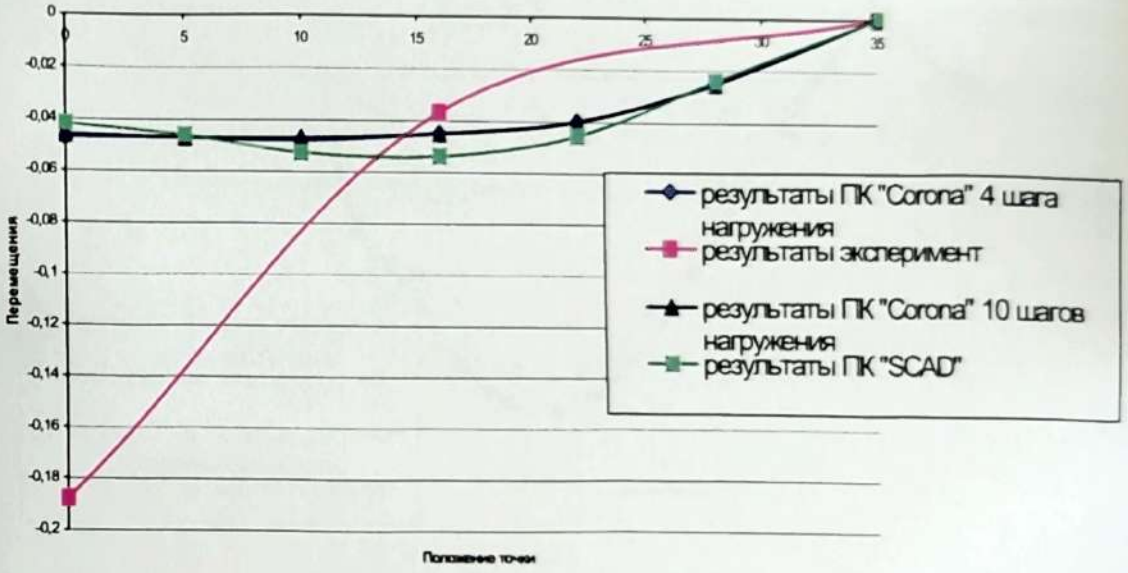


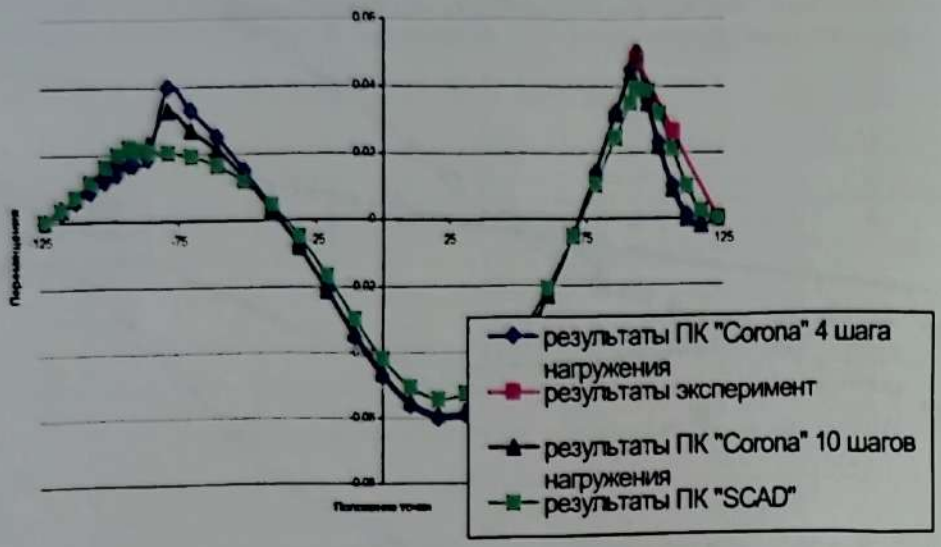
Рис. 3.26. Вертикальные перемещения внутреннего контура от загружения равномерно-распределенной нагрузкой собственного веса

а)



* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

б)



в)

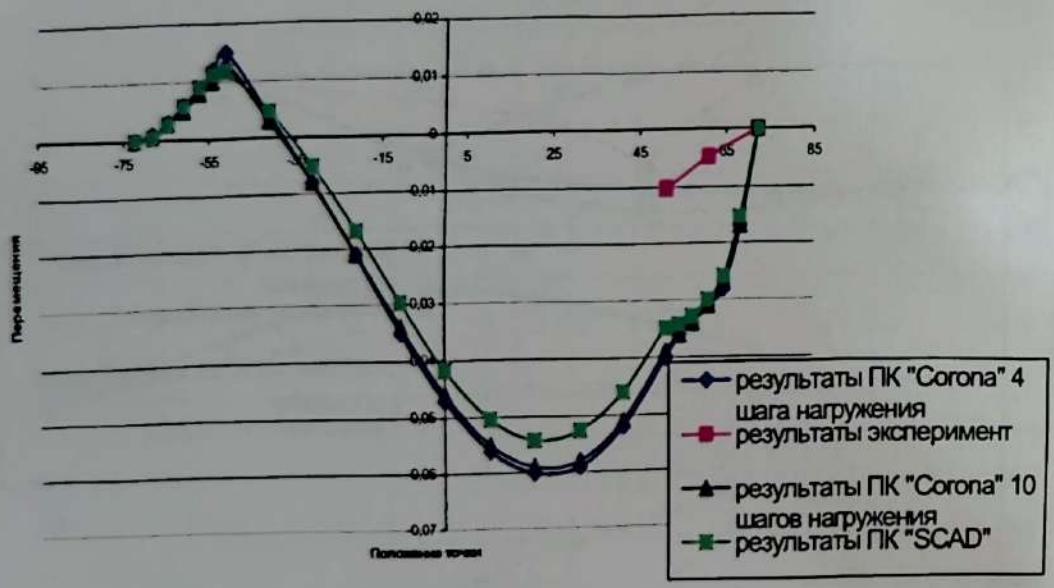


Рис. 3.27. Вертикальные перемещения радиальных элементов и внутреннего опорного контура модели при загружении по схеме 3.22.б: *а* – для элемента, расположенного вдоль короткой оси *b*, *б* – для элементов и внутреннего опорного контура, ориентированных вдоль длинной оси *а*, *в* – для элементов, расположенных в середине четвертей покрытия и участка внутреннего опорного контура между ними

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

Анализ результатов испытаний модели с начальной стрелой подъема внутреннего опорного контура $f \approx b/5$, представленных на рис. 3.25…3.27 позволяют сделать следующие выводы:

- максимальные перемещения, составляющие $l_p/350$ для радиальных элементов, расположенных вдоль короткой оси сооружения и в середине четверти покрытия, $l_p/682$ – вдоль короткой оси, а, следовательно, и усилия в большинстве элементов конструкции, возникают при загружении ее равномерно распределенными постоянной и временной нагрузками,
- перемещения, возникающие при загружении конструкции неравновесной временной нагрузкой, например по схеме рис. 3.22.б, составляют всего 22…10% от максимальных перемещений загружений по схеме рис. 3.22.а,
- принятые жесткостные характеристики модели, соответствующие жесткостным характеристикам реального сооружения, обеспечивающим необходимую жесткость конструкции покрытия в соответствии с требованиями 2-го предельного состояния, гарантируют геометрически линейную работу конструкции покрытия, что подтверждается варьированием числа нагружений (от 4-х до 10) при выполнении расчетов напряженно-деформированного состояния модели в геометрически нелинейной постановке с использованием специализированного расчетного комплекса «Corona» и универсального программного комплекса «SCAD» (версия 7.27),
- применяемые методы численного расчета напряженно-деформированного состояния дают расхождение результатов расчета с экспериментальными данными 8…35% при загружении конструкции равномерно-распределенными нагрузками, определяющими для большинства элементов как с точки зрения 1-го так и 2-го предельного состояния,
- худшее совпадение результатов эксперимента с данными теоретического расчета (отклонение составляет 7…30%) наблюдается при загружении модели неравновесными нагрузками, однако указанные отклонения во всех рассмотренных случаях происходят в запас несущей способности конструкции.

* - при написании раздела использованы материалы диссертационной работы к.т.н. В.Р. Касимова

3.2. Провисающие стержневые оболочки покрытий, образованные системой жестких нитей*

Большинство висячих конструкций из изгибно-жестких нитей, запроектированных ранее, имеют ограждающую конструкцию, которая не способна пропускать солнечный свет. Эту проблему можно решить с применением светопрозрачных материалов, например, поликарбонатных пластиков, которые к тому же значительно удешевляют и облегчают конструкцию покрытия. Однако в современной нормативно-технической литературе существуют значительные пробелы относительно данных о совместной работе несущих элементов висячих покрытий со светопрозрачными углепластиками, а также нормирования снеговых нагрузок на ограждающие конструкции из этого материала. Таким образом, изучение НДС большепролетных пространственных конструкций из изгибно-жестких нитей с ограждающей конструкцией из углепластиков является актуальным, а полученные результаты могут представлять теоретический и практический интерес.

На сегодняшний день применение поликарбонатных кровельных систем во многих отраслях промышленного и гражданского строительства основано на ценном сочетании их свойств, наиболее важными из которых являются:

- прозрачность в сочетании с высокой светопропускаемостью;
- теплоизоляция;
- ударная вязкость;
- сухая, герметичная система сборки и крепления;
- малое водопоглощение;
- атмосферостойкость и влагостойкость при повышении температуры;
- относительная химическая стойкость;
- сопротивление воздействию смазок, нефтепродуктов, углеводородов;
- высокая температура горения;
- самопогашаемость;
- способность к окраске.

Система дает возможность работать "сухим методом" - ничего не склеивая, не сваривая, не пользуясь уплотнителями, герметическими лентами.

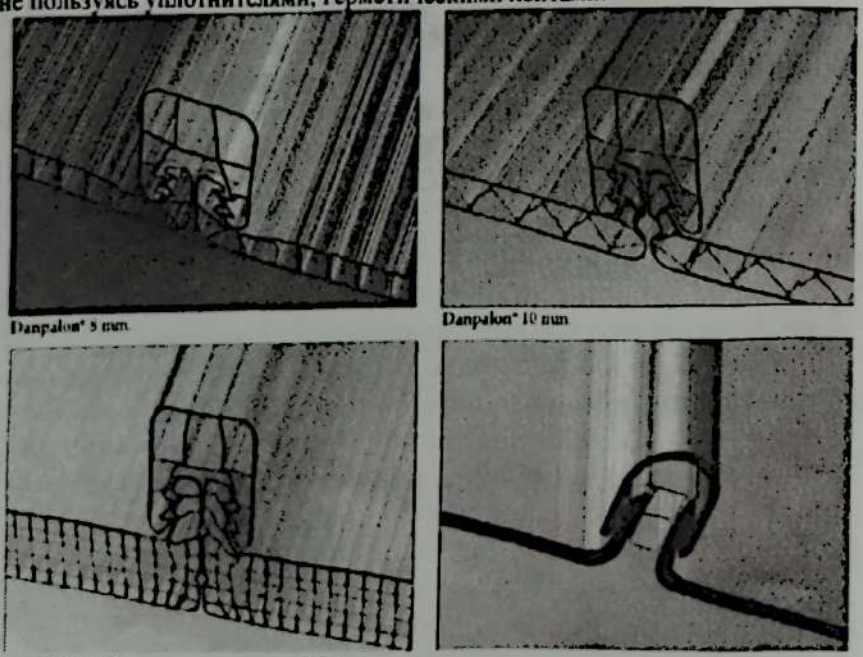


Рис. 3.28. Крепление панелей Данпалон в зависимости от толщины листа

* при написании раздела использованы материалы кандидатской диссертации к.т.н. И. Н. Рудневой

3.2.1. Система безразмерных пространственно-жесткостных параметров

Используя подходы, изложенный в параграфе 3.1.1, при котором сетчатая оболочка приводится к сплошной эквивалентной, толщиною $t = A_{к.р.}/S_{к.р.} + A_{р.р.}/S_{р.р.}$, где $A_{к.р.}$, $A_{р.р.}$ - площади поперечного сечения кольцевого и радиального ребер, соответственно; $S_{к.р.}$ $S_{р.р.}$ - шаги кольцевых и радиальных ребер, соответственно. Рассматривая систему уравнений равновесия по линии примыкания оболочки к контуру (см. рис. 3.4.), применим систему уравнений (3.3). Также, аналогично разделу 3.1.1, для получения системы пространственно-жесткостных безразмерных параметров, которые могут быть использованы при исследовании общих закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния пространственных конструкций в зависимости от изменения геометрических и жесткостных характеристик, применены безразмерные координаты: $\xi = x/a$, $\eta = y/b$ и относительные перемещения: $\bar{u} = ua/t^2$, $\bar{v} = vb/t^2$, $\bar{w} = w/f$, (где a, b, a_1, b_1 - полуоси внешнего и внутреннего опорных контуров соответственно; R_1 - радиус кривизны контуров в радиальном направлении; R_2 - радиус кривизны внутреннего контура в плоскости XOZ; $b_{вн}$,$b_{1вн}$ - горизонтальный размер сечения внешнего и внутреннего контуров, соответственно; f - стрела подъема внутреннего контура; $I_z^{внеш}$, $I_z^{внутр}$ - изгибные жесткости внешнего и внутреннего опорных контуров в вертикальной плоскости; $I_y^{внутр}$ - изгибная жесткость внутреннего контура в горизонтальной плоскости).

Проведенный анализ системы дифференциальных уравнений позволил выделить основные параметры $\bar{D}_1 = EI_z^{внеш}ab_1^4 + EI_z a_1 b^4/(Etb^4b_1^4)$ и $\bar{D}_4 = EI_y b/(EtR^2)$, которые больше всего влияют на изменения напряженно-деформированного состояния конструкции покрытия. Проведенный численный эксперимент с использованием основных безразмерных пространственно-жесткостных параметров $\bar{D}_1$ и $\bar{D}_4$ позволил получить зависимости внутренних усилий и вертикальных перемещений для внутреннего контура, а также для радиальных элементов, ориентированных вдоль главных полуосей конструкции, и элементов, расположенных в средней части четверти покрытия. Основные результаты исследований приведены в разделе 3.2.2.

3.2.2. Исследование взаимосвязей между пространственно-жесткостными параметрами и безразмерными параметрами НДС

Анализ полученных данных позволил сделать следующие выводы:

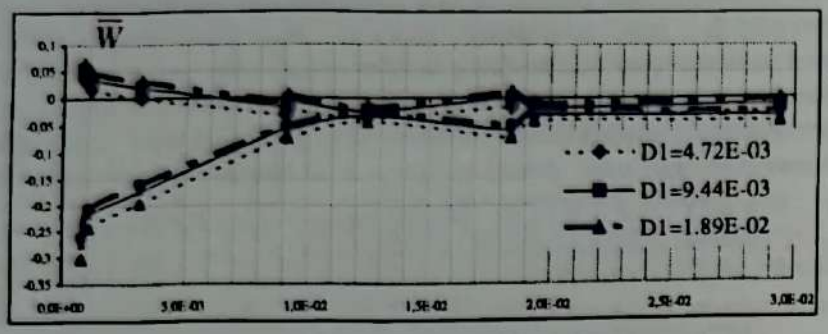
1) наибольшее влияние на изменение безразмерных параметров НДС пролетной части вогнутой оболочки покрытия ($\bar{N}, \bar{M}, \bar{w}$) оказывает безразмерный параметр изгибной жесткости внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости $\bar{D}_4$, которые для элементов, расположенных по короткой оси (при изменении в пределах $\bar{D}_4 = 0.00109...0.0194$) удается снизить в 5 … 7 раз, а по длинной - в 2 … 2.5 раза;

2) увеличение параметра $\bar{D}_4$ сопровождается перераспределением внутренних усилий в элементах покрытия: в то время, как уменьшение $\bar{M}_p$ по длинной оси составляет в 9 … 10 раз, то по короткой происходит снижение $\bar{M}_p$ в 2 … 3 раз, при этом на элементы, расположенные в средней части четверти покрытия, изменение параметра $\bar{D}_4$ оказывает незначительное влияние (уменьшение $\bar{M}_p$ составляет 1.3 … 1.6 раз);

3) при указанном выше увеличении параметра $\bar{D}_4$ безразмерный параметр продольной силы $\bar{N}_p$ для элементов, расположенных вдоль большой полуоси, уменьшается на 26%, а вдоль короткой оси – в пределах 10%, при этом в средней части четверти покрытия усилия уменьшаются на 25%;

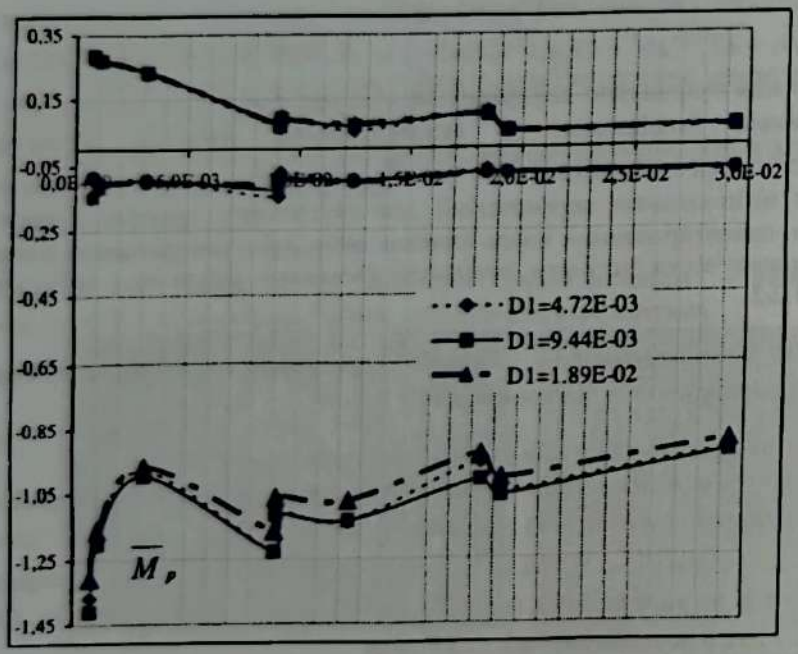
4) увеличение параметра $\overline{D}_1$, характеризующего жесткость диска покрытия в горизонтальной плоскости в пределах 4.72E-03…1.89E-02, приводит к изменению безразмерного параметра вертикальных перемещений внутреннего опорного контура $\overline{W}$ на 7-22%.

а)



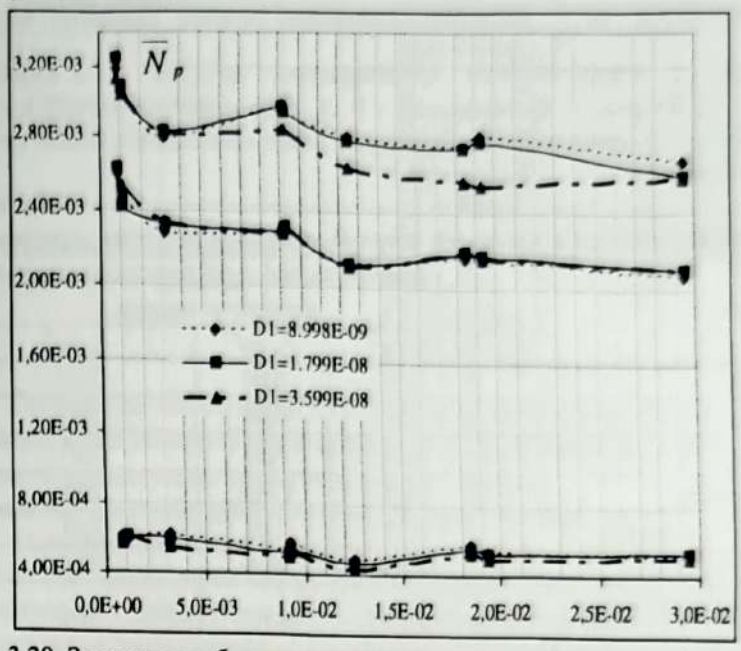
$$\overline{D}_4 = \frac{EI_y b}{EtR^2}$$

б)



$$\overline{D}_4 = \frac{EI_y b}{EtR^2}$$

в)



$$\overline{D}_4 = \frac{EI_y b}{EtR^2}$$

Рис. 3.29. Зависимость безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния для основных несущих элементов от безразмерных пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_1$ и $\overline{D}_4$: *а* – безразмерный параметр максимальных перемещений внутреннего контура (верхний график - большая полуоси, нижний - малая) $\overline{W} = W / f$, *б* - безразмерный параметр сгибающего момента $\overline{M}_p = M_p ab/(EI_y^p a_p)$: верхний график - радиальный элемент вдоль большой полооси, средний – вдоль малой, нижний – для элементов средней части четверти покрытия, *в* - безразмерный параметр продольного усилия $\overline{N}_p = N_p aba_p^2/(EA_p^3)$: верхний график – для элементов средней части четверти покрытия, средний - радиального элемента вдоль большой полуоси, нижний – вдоль по короткой полуоси

3.2.3. Результаты экспериментальных исследований на модели на действие статических нагрузок

Конструкция модели. Для изучения действительной работы изгибно-жестких нитей сквозного сечения в составе пространственной стержневой оболочки с вырезом на эллиптическом плане при различных схемах постоянной и временной нагрузок были выполнены экспериментальные исследования крупномасштабной модели блока висячих ферм (рис. 3.30), представляющих собой фрагмент оболочки покрытия. Общие размеры модели спроектированы в соответствии с размерами трибун ЦС «Шахтер» в г. Донецке. Пролет каждой из двух ферм модели $L = 7.92 м$, стрела провисания $f = 0.96 м$, высота фермы $h = 0.470 м$. В плане фермы расположены трапециевидно, повторяя реальную форму блока пространственной стержневой оболочки (рис. 3.30). На одном конце блока расстояние между фермами равно 1.0 м, на противоположном 0.8 м. Пояса ферм выполнены из листовой стали –40х5 мм. Раскосы из равнополочного уголка L35х5 мм расположены вразбежку. Прогоны между фермами выполнены из швеллера [10. Шаг прогонов 1 м. Диагональные связи между фермами из L35х5 мм. Материал ферм – малоуглеродистая сталь С245 по ГОСТ 27772-88. Модель блока покрытия исследовалась в упругой стадии работы материала на статические нагрузки. В характерных точках измерялись деформации поясов и раскосов тензодатчиками с базой измерения 20 мм. В узлах ферм и на опорах установлены прогибомеры системы ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм для определения вертикальных и горизонтальных перемещений узлов ферм.

При моделировании использован принцип прямого геометрического подобия с масштабным коэффициентом $m=\frac{1}{4}$ [17, 74]. Поперечное сечение основных несущих элементов, подобрано с использованием существующих методик Н. М. Кирсанова, Г. С. Веденикова – А. Л. Телояна, В. Ф. Мущанова – В. А. Гибаленко для расчета изгибно-жестких нитей. В таблице 3.3 приведены геометрические характеристики площадей сечений основных несущих элементов.

Таблица 3.3.

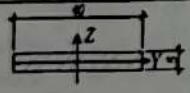
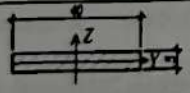
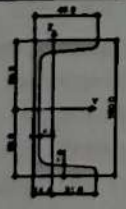
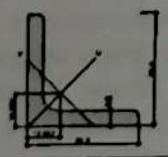
Геометрические характеристики площадей сечений основных несущих элементов

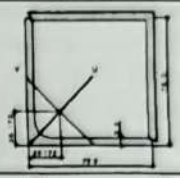
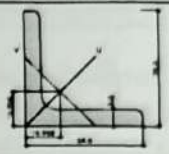
Тип элемента	Геометрические характеристики сечений элементов модели		
	a, см^2	I_y, см^4	I_z, см^4
Нижний пояс ферм	2,0	0,04	2,67
Верхний пояс ферм	2,0	0,04	2,67
Раскосы	3,28	3,61	3,61
Прогоны между фермами	10,9	174,0	20,4
Связи (диагональные элементы)	3,28	3,61	3,61
Опорные элементы (колоны)	14,78	92,6	92,6
Оттяжки для восприятия распора от висячей фермы	3,28	3,61	3,61

Исходя из значений геометрических характеристик сечений основных несущих элементов, определены геометрические размеры площадей сечений основных элементов, приведенные в таблице 3.4.

Таблица 3.4.

Площади сечений основных элементов модели

Тип элемента	Эскиз поперечного сечения элемента	Генеральные размеры
Нижний пояс ферм		h=5 мм b=40 мм
Верхний пояс ферм		h=5 мм b=40 мм
Раскосы		L 35x5
Прогоны между фермами		[10
Связи (диагональные элементы)		L 35x5

Тип элемента	Эскиз поперечного сечения элемента	Генеральные размеры
Опорные элементы (колоны)		2 L 75x5
Оттяжки для восприятия распора от висячей фермы		L 35x5

Сопряжение элементов модели выполнено следующим образом:

- радиальных элементов (висячие фермы) с кольцевыми (прогонами) – шарнирное,
- диагональных элементов с радиальными - жесткое,
- радиальных элементов с опорными частями – шарнирное.

Методика проведения эксперимента. Модель покрытия испытывалась в упругой стадии на статические нагрузки. Во время проведения эксперимента измерялись относительные деформации верхних поясов ферм и раскосов. Кроме того, измерялись вертикальные перемещения узлов верхних поясов ферм в пролетной части и на опорах, а также горизонтальное смещение опор от распора в результате нагрузки. Горизонтальные перемещения измерялись на тех опорах, где фермы опираются на колоны.

Относительные деформации измерялись проволочными петлевыми тензорезисторами сопротивления с базой $l = 20$ *мм*. В качестве регистрирующей аппаратуры использовался информационно-измерительный комплекс СИИТ-2.

Схема экспериментальной установки и расположение измерительных приборов приведена на рис. 3.30, общий вид информационно-измерительного комплекса СИИТ-2 – на рис. 3.32.

На элементах ферм тензодатчики были установлены: на верхнем и нижнем поясах по одному посередине полосы сверху и снизу, на раскосах – попарно на нейтральной оси полки уголка в характерных точках, указанных на схеме расположения измерительных приборов, приведенной на рис. 3.30.

Тарировка тензодатчиков производилась на соответствующей тарировочной балке. Результат тарирования: 1 делению информационно-измерительного комплекса *СИИТ-2* соответствует $\sigma = 3.40\ кг/см^2$.

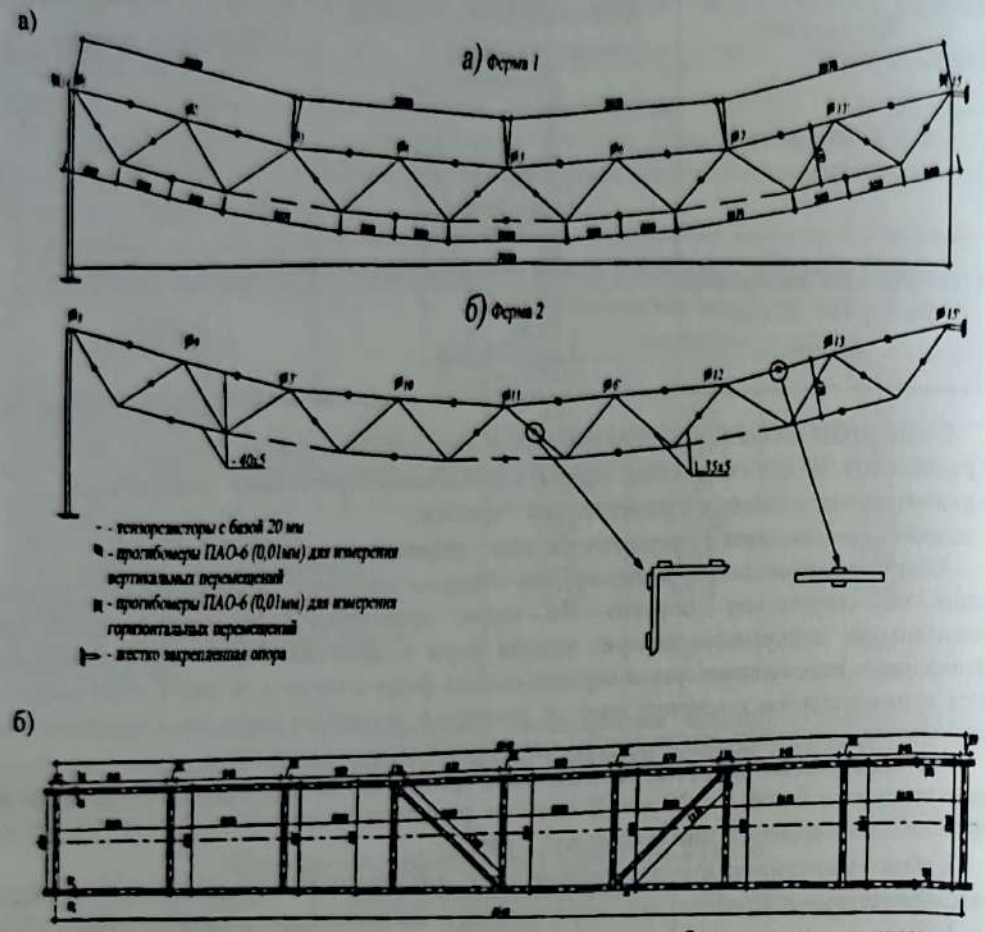


Рис. 3.30. Схема экспериментальной установки: а - вид сбоку с расположением измерительных приборов (тензодатчиков, прогибомеров) с нумерацией прогибомеров, б - вид сверху

Вертикальные и горизонтальные перемещения узлов конструкции измерялись при помощи прогибомеров системы ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм. Нумерация элементов и узлов экспериментального блока представлена на рис. 3.31.

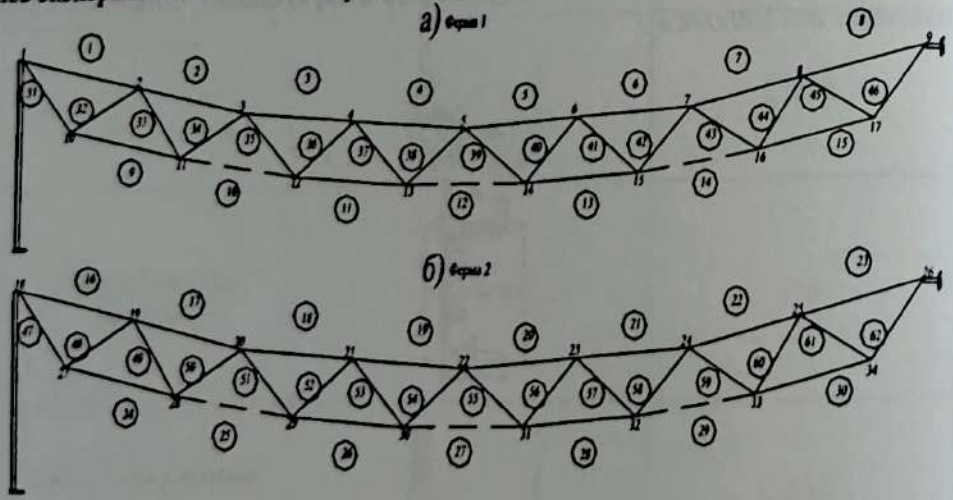


Рисунок 3.31. Нумерация элементов и узлов экспериментального блока

Примененные в ходе эксперимента схемы загружения модели определяются последовательностью монтажа реальных конструкций покрытия и возможными схемами приложения снеговой нагрузки, а также предыдущим опытом ранее выполненных исследований для подобного класса сооружений. В соответствии с поставленными задачами исследований были приняты следующие схемы загружения:

- собственный вес, нижний пояс ферм разомкнут,
- собственный вес + постоянная нагрузка в каждый узел ферм, нижний пояс ферм разомкнут,
- собственный вес + постоянная нагрузка в каждый узел фермы, нижний пояс фермы замкнут, что дает возможность рассмотреть влияние данного фактора на напряженно-деформированное состояние верхнего пояса и на блок ферм в целом,
- собственный вес + постоянная нагрузка в каждый узел ферм, нижний пояс ферм замкнут + временная нагрузка по всему блоку покрытия висячих ферм,
- собственный вес + постоянная нагрузка в каждый узел ферм, нижний пояс ферм замкнут + временная нагрузка на «широкой» половине пролета каждой из двух ферм,
- собственный вес + постоянная нагрузка в каждый узел ферм, нижний пояс ферм замкнут + временная нагрузка на «узкой» половине пролета каждой из двух ферм,
- собственный вес + постоянная нагрузка в каждый узел ферм, нижний пояс ферм замкнут + временная кососимметрично расположенная нагрузка на половине пролета каждой из ферм.

Нагрузка прикладывалась в виде подвески кирпичей весом 2.9 – 3.8 кг. Величина распределенной нагрузки составила, соответственно, для постоянной и временной нагрузок q = 0,180 кН/м^2 и s = 0,800 кН/м^2.

Временная и постоянная нагрузка прикладывались поэтапно и были разделены:

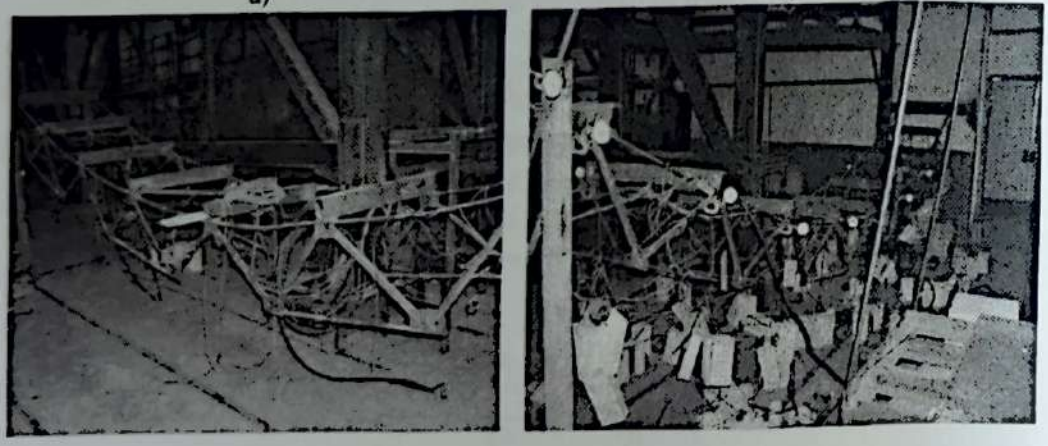
- постоянная на три этапа по 0,06 кН/м^2
- временная на 11 этапов по 0,06-0,072 кН/м^2

Предварительно, для каждой схемы загружения было задано количество испытаний $n = 10$, а затем, с использованием методов математической статистики, определялись значения полученных результатов ч требуемой обеспеченностью.

Модель блока висячих ферм с установленными прогибомерами в ходе проведения эксперимента представлена на рис. 3.32.

Рис. 3.32. Модель блока висячих ферм с установленными прогибомерами в ходе проведения эксперимента

а) *б)*



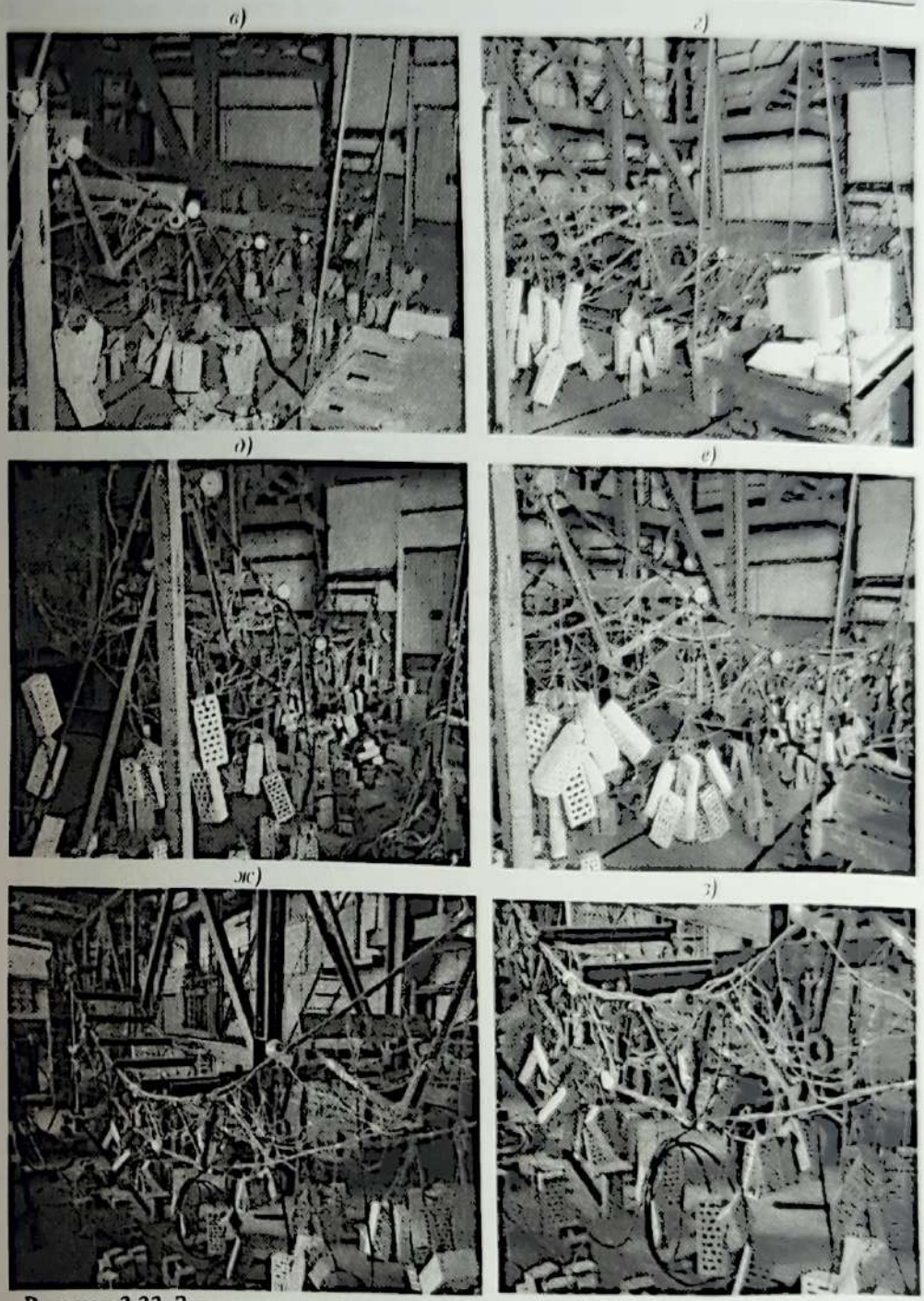


Рисунок 3.33. Загружение модели в процессе испытаний: а) собственный вес (нижний пояс ферм разомкнут), б) собственный вес + постоянная нагрузка (нижний пояс ферм разомкнут), в) собственный вес + постоянная нагрузка (нижний пояс фермы замкнут), г) собственный вес + постоянная нагрузка (нижний пояс ферм замкнут) + временная нагрузка по всему блоку покрытия висячих ферм, д) собственный вес + постоянная нагрузка (нижний пояс ферм замкнут) + временная нагрузка на «узкой» половине пролета каждой из двух ферм, е) собственный вес + постоянная нагрузка (нижний пояс ферм замкнут) + временная нагрузка на «широкой) половине пролета каждой из двух ферм, ж), з) собственный вес + постоянная нагрузка (нижний пояс ферм замкнут) + временная кососимметрично расположенная нагрузка на половине пролета каждой из ферм

После каждого этапа нагружения выдерживалась пауза продолжительностью 15-20 мин., затем брались отчеты по всем приборам, и далее следовало загружение по следующему этапу. Разгрузка производилась аналогичными этапами. Зависимости, полученные в ходе экспериментальных исследований, обрабатывались способом наименьших квадратов с помощью программных продуктов MathCAD, Microsoft Excel.

Для сравнения проводилось исследование напряженно-деформированного состояния фермы при нагружении «широкой» и «узкой» половин пролета. Зависимости, полученные в ходе экспериментальных исследований от постоянной и временной (снеговой) нагрузок на «широкой» половине пролета каждой из двух ферм представлены на рис. 3.34.

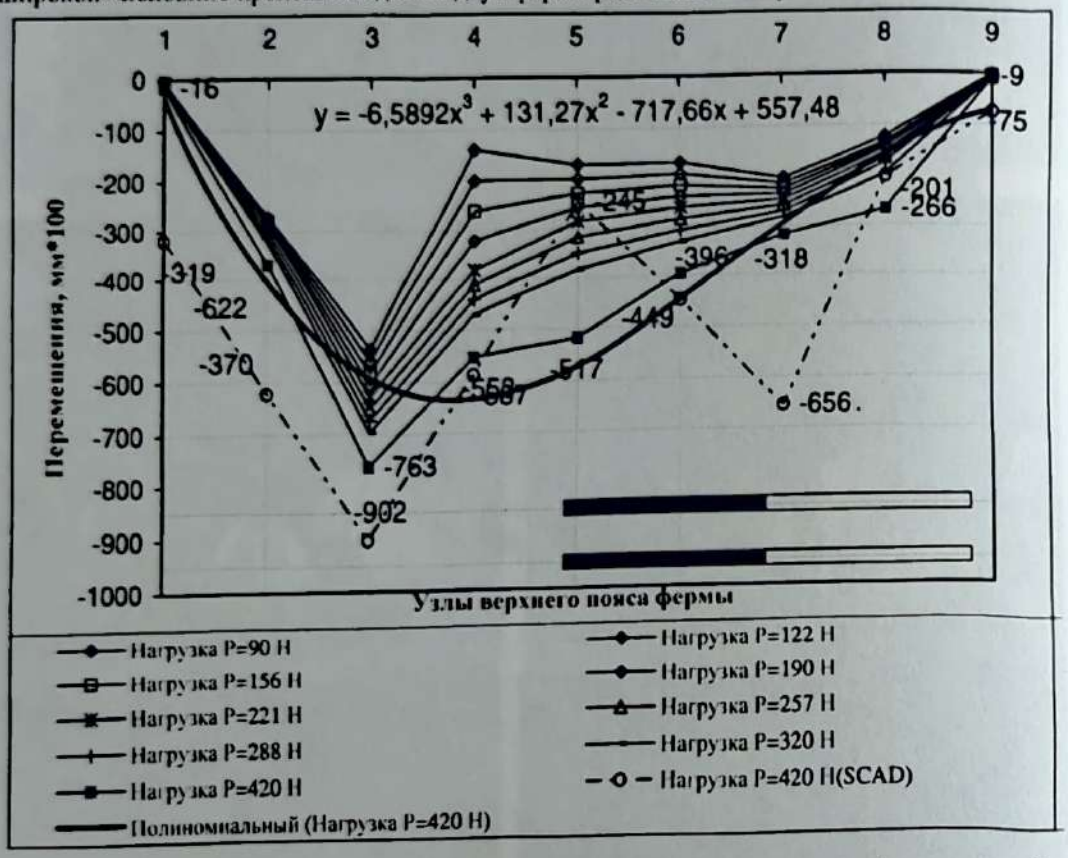


Рис. 3.34. Зависимость вертикальных перемещений узлов ферм от постоянной и временной (снеговой) нагрузки на «широкой» половине пролета

Отдельно проследить изменение напряженно-деформированного состояния участка фермы в четверти пролета «широкой» и «узкой» частей на каждой стадии нагружения при загружении половины пролета можно на рис. 3.35 и 3.36.

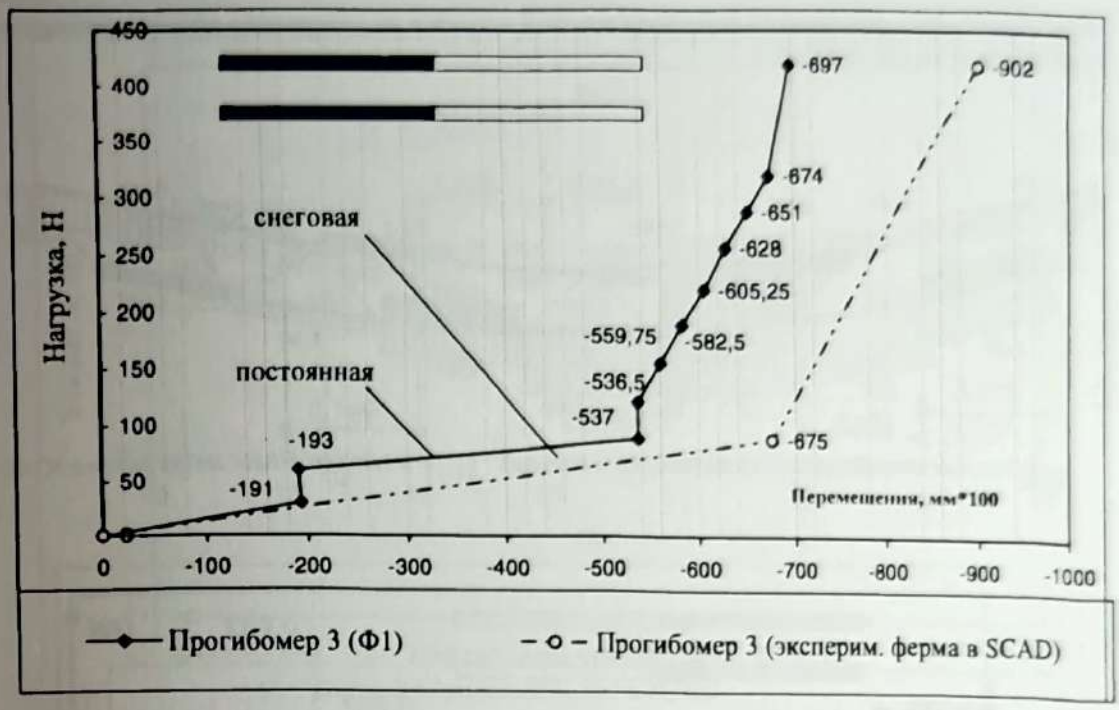


Рис. 3.35. Зависимость вертикальных перемещений узлов ферм в четверти пролета «широкой» части от постоянной (90 Н) и временной (снеговой) нагрузок (330 Н) на «широкой» половине пролета

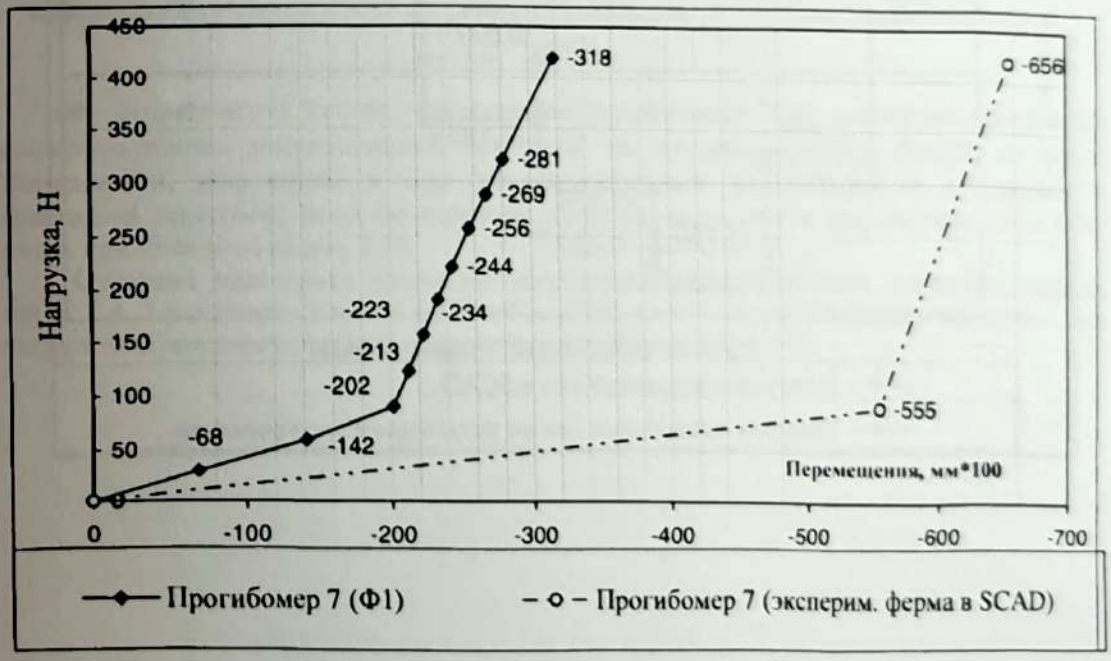
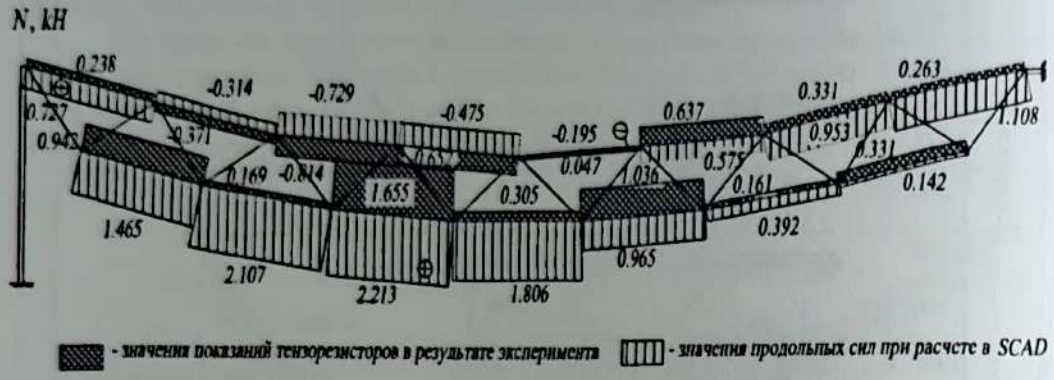


Рис. 3.36. Зависимость вертикальных перемещений узлов ферм в четверти пролета «узкой» части от постоянной (90 Н) и временной (снеговой) нагрузки (330 Н) на половине пролета «широкой» части

Значения продольных сил N и изгибающих моментов M в основных несущих элементах (поясах, раскосах) от действия снеговой нагрузки на «широкой» половине пролета представлены на рис. 3.37*а, б, в*.

а)



б)

в)

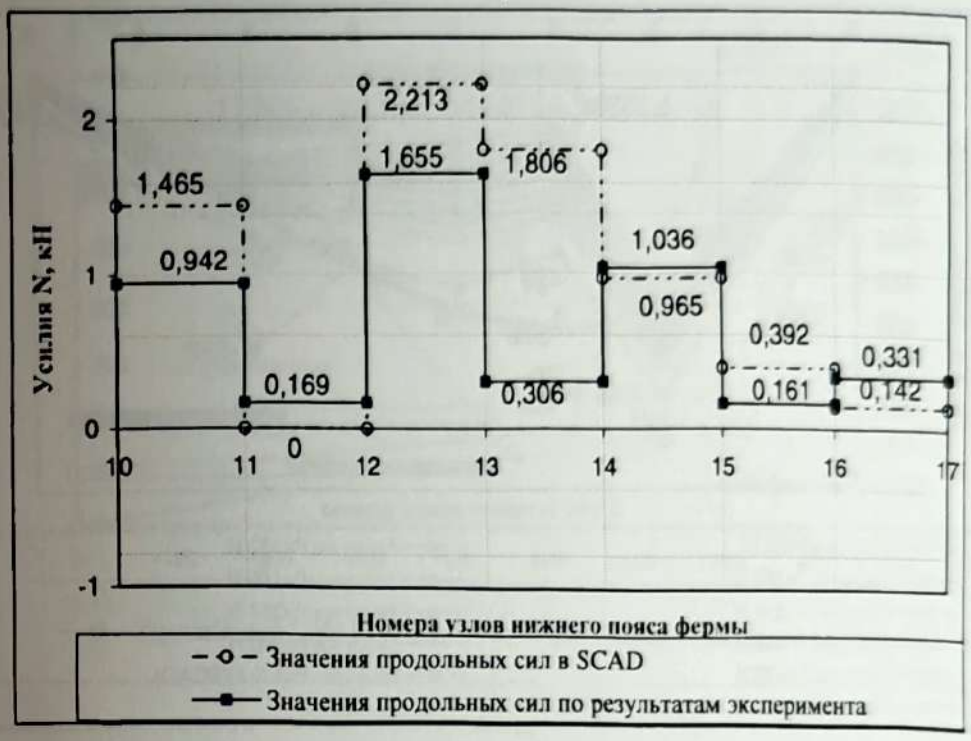
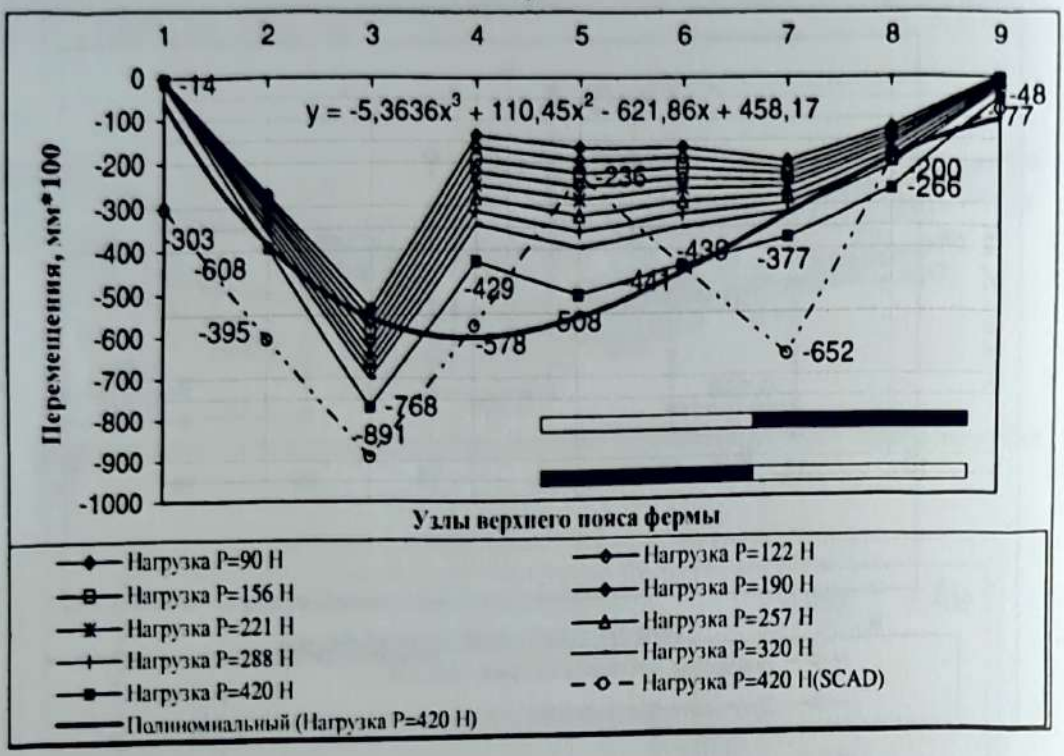


Рис. 3.37. Зависимости продольных сил N, кН узлов фермы 1 от снеговой нагрузки на «широкой» половине пролета: *а* **– развертка всей фермы,** *б* **– верхнего пояса,** *в* **– нижнего пояса**

В эксперименте, также, проводилось исследование при нагружении временной кососимметрично расположенной нагрузкой на половине пролета каждой из ферм. Зависимости, полученные в ходе экспериментальных исследований от постоянной и временной (снеговой) кососимметричной нагрузки на половине пролета каждой из двух ферм, представлены на рис. 3.38.

Отдельно проследить изменение напряженно-деформированного состояния участков ферм 1 и 2 в четверти пролета широкой и узкой частей на каждой стадии нагружения при нагружении кососимметричной нагрузкой можно на рис. 3.39 и 3.40.

а)



б)

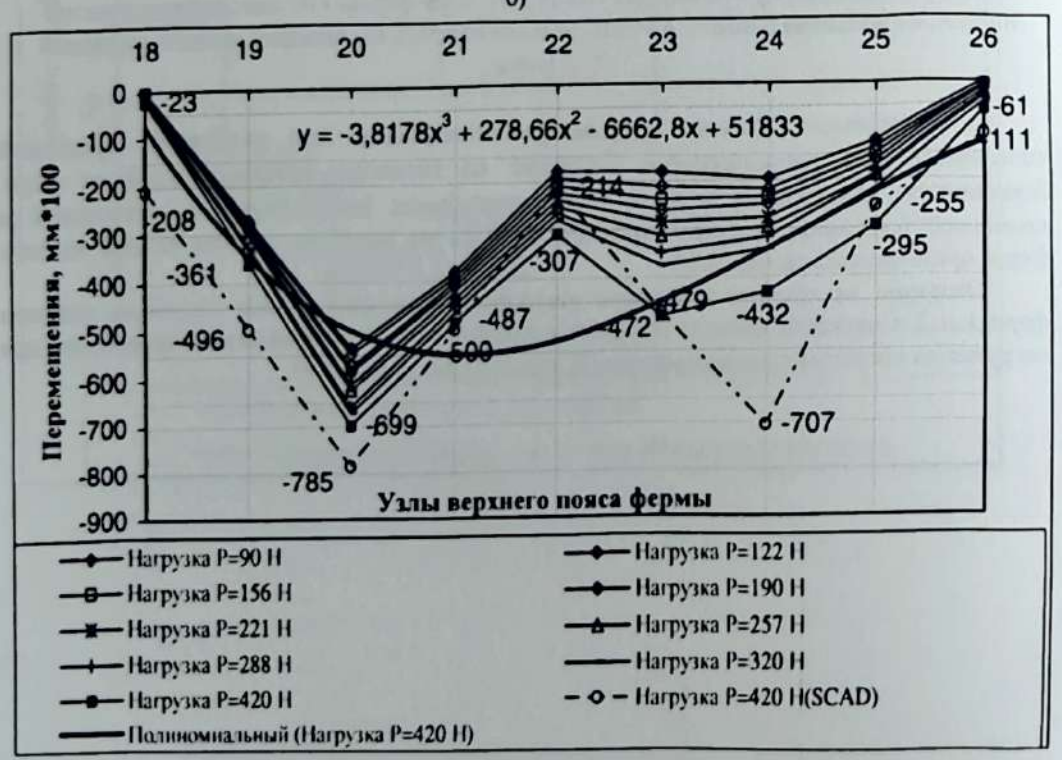
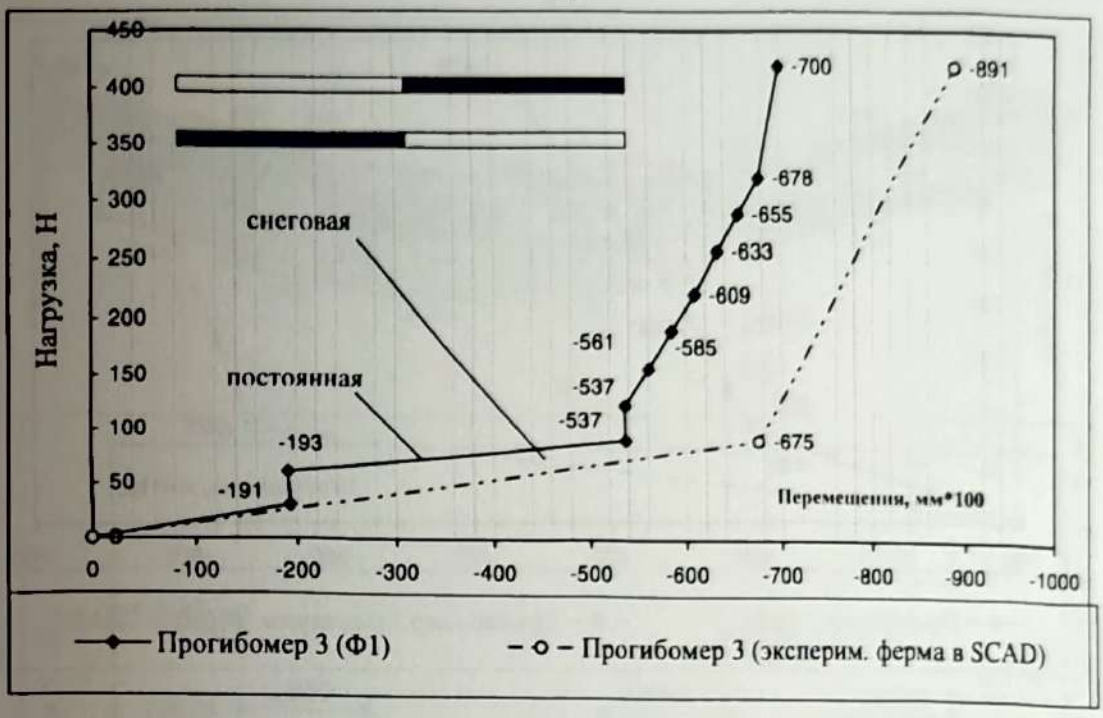


Рис. 3.38. Зависимость вертикальных перемещений узлов фермы 1 (а) и фермы 2 (б) от постоянной и временной (снеговой) кососимметричной нагрузки на половине пролета каждой из ферм

а)



б)

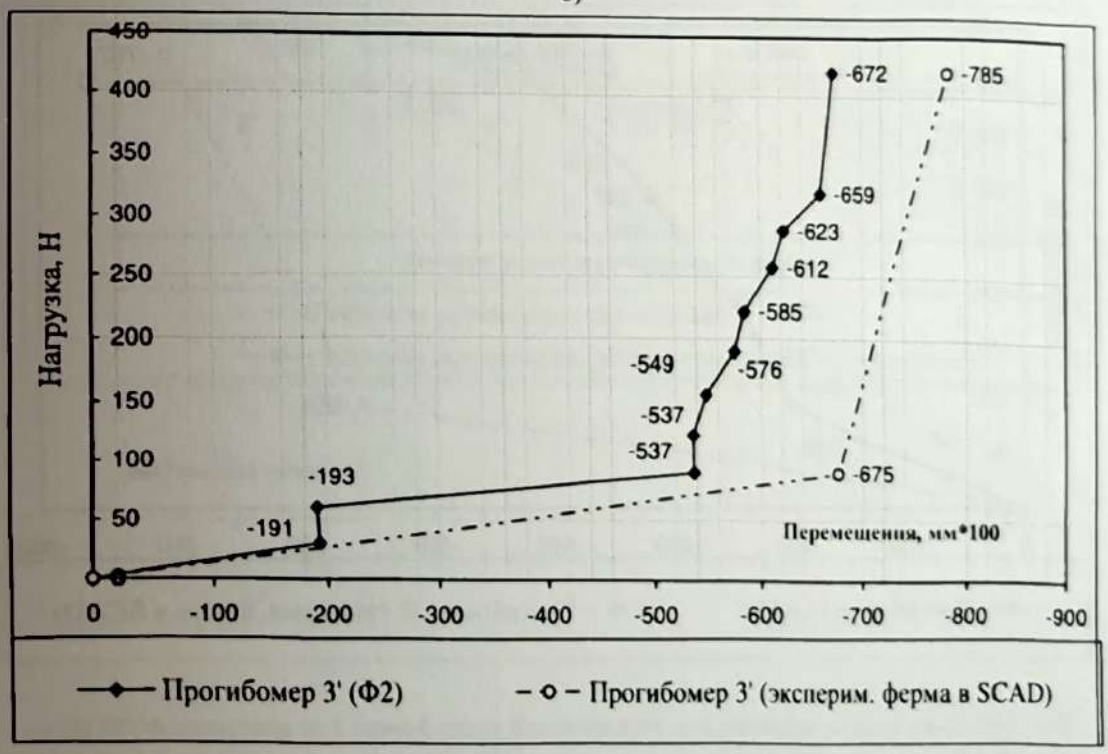


Рис. 3.39. Зависимость вертикальных перемещений узлов фермы 1 (а) и фермы 2 (б) от постоянной (90 Н) и временной (снеговой) кососимметричной нагрузки (330 Н) в четверти «широкой» части пролета

а)

б)

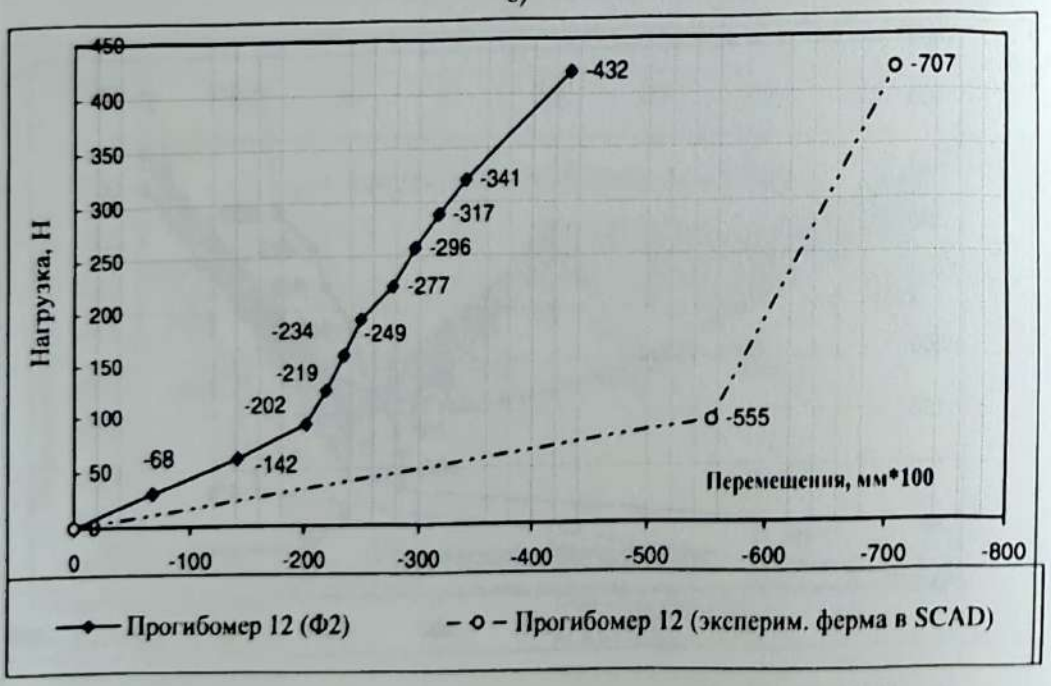
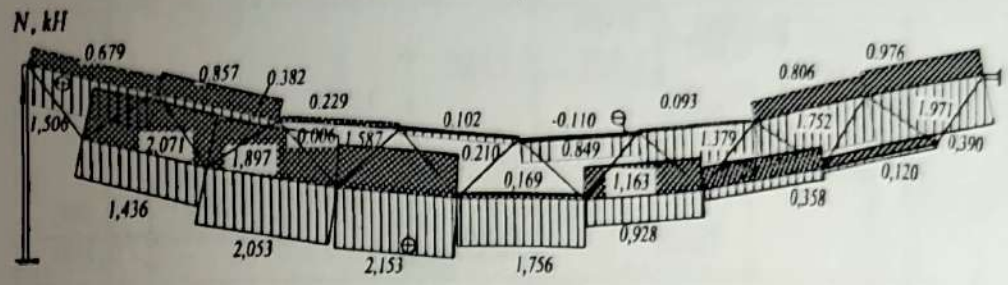


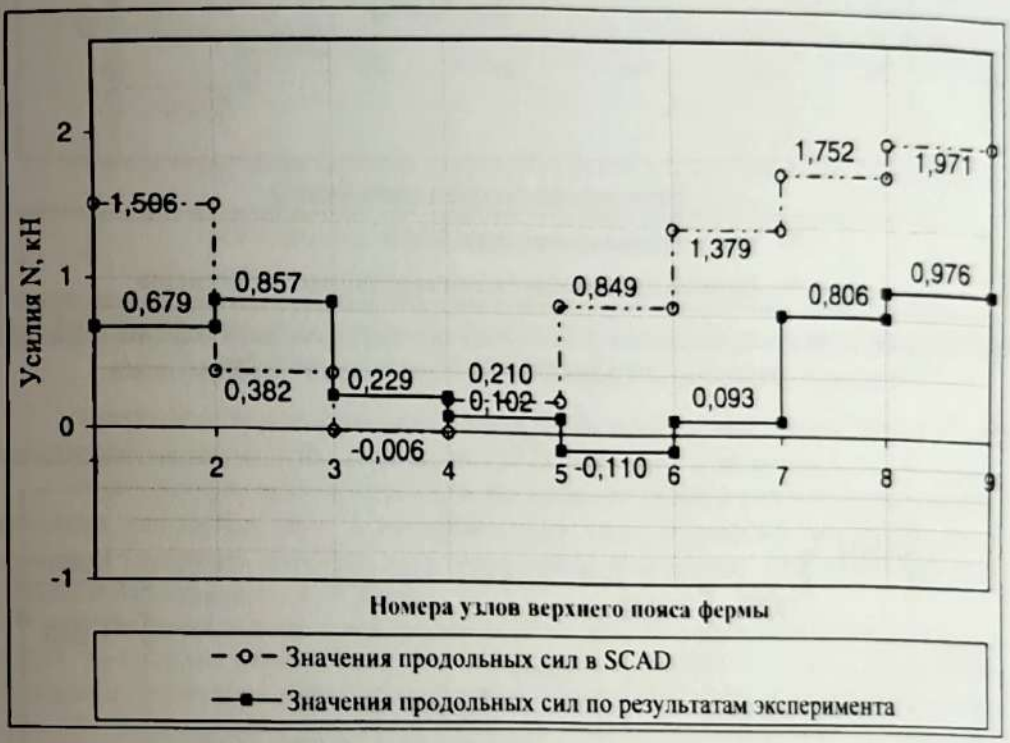
Рис. 3.40. Зависимость вертикальных перемещений узлов фермы 2 от постоянной (90 Н) и временной (снеговой) кососимметричной нагрузки (330 Н) в четверти «узкой» части пролета

Значения продольных сил N и изгибающих моментов M в основных несущих элементах (поясах, раскосах) от действия снеговой кососимметричной нагрузки представлены: для фермы 1 на рис. 3.41 *а, б, в*, а для фермы 2 - на рис. 3.42 *а, б.*

а)


N, kH
0.679
0.857
0.382
0.229
0.102
-0.110
0.093
0.806
0.976
1,506
2,071
1,897
0.006
1.587
0.210
0.849
1.379
1.752
1.971
0,390
0,169
1,163
0,120
0,358
1,436
2,053
2,153
1,756
0,928

б)


Усилия N, кН
2
1
0
-1
1,506
0,679
0,857
0,382
0,229
-0,006
0,210
0,102
0,849
-0,110
1,379
1,752
1,971
0,093
0,806
0,976
2
3
4
5
6
7
8
9
Номера узлов верхнего пояса фермы
Значения продольных сил в SCAD
Значения продольных сил по результатам эксперимента

в)

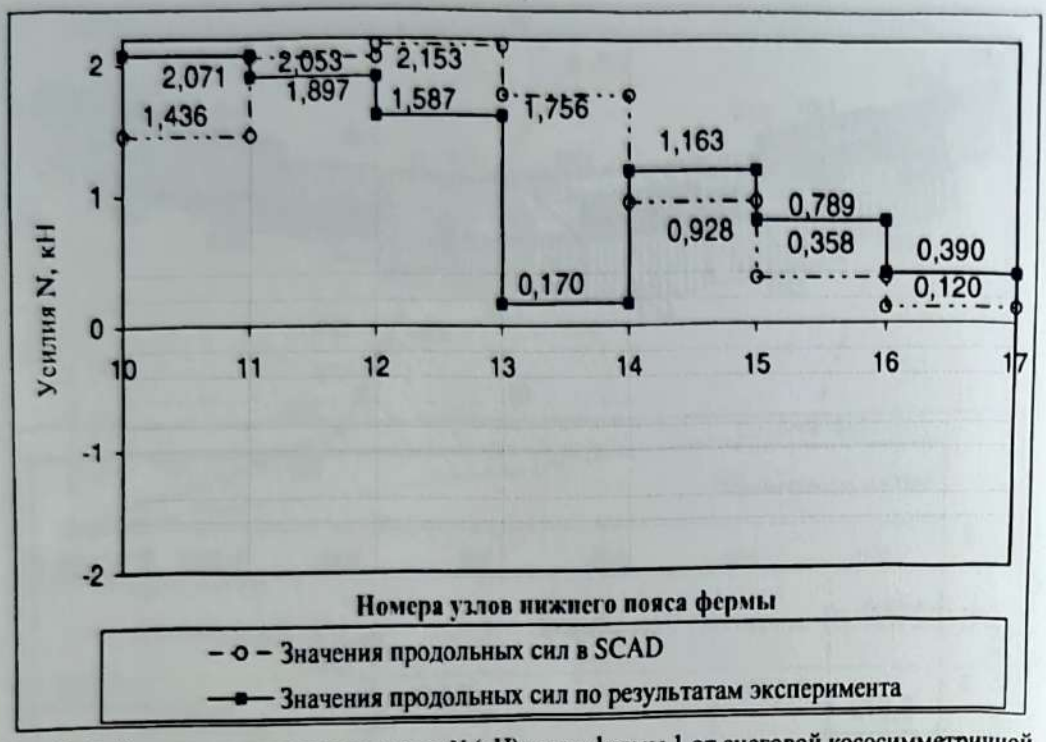
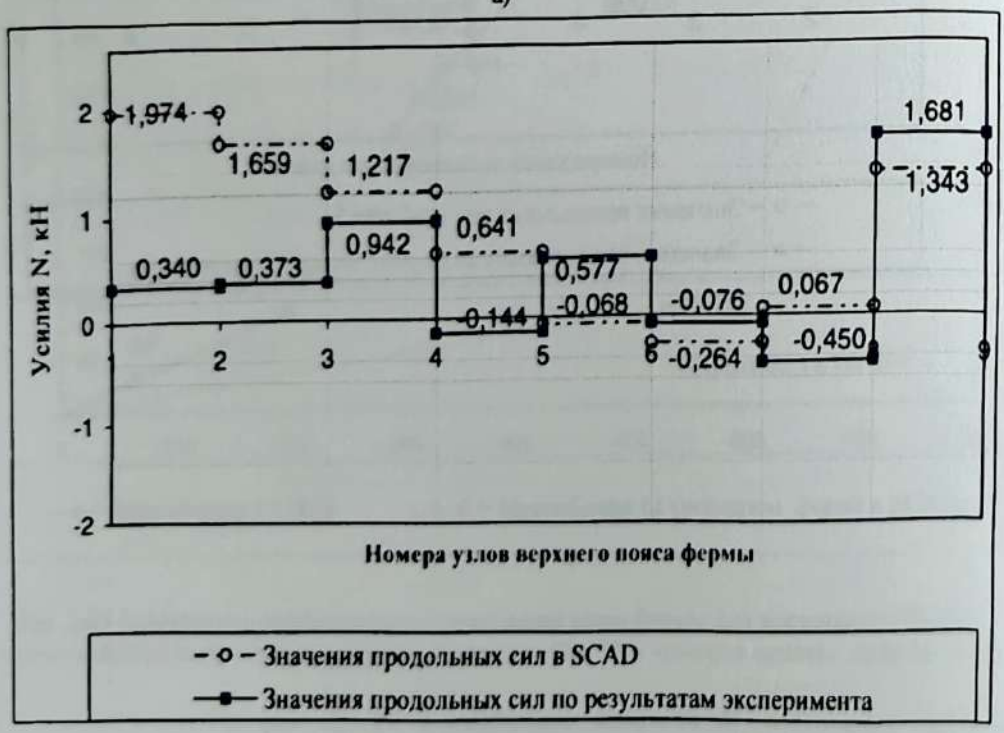


Рис. 3.41. Зависимости продольных сил N (кН) узлов фермы 1 от снеговой кососимметричной нагрузки: а – развертка всей фермы, б – верхнего пояса, в – нижнего пояса

а)



б)

Рис. 3.42. Зависимости продольных сил N (кН) узлов фермы 2 от снеговой кососимметричной нагрузки: а – для верхнего пояса, б – для нижнего пояса

Анализ результатов испытаний модели с начальной стрелой провеса фермы $f = L/8$, представленных на рис. 3.34 … 3.42 позволяют сделать следующие выводы:

1. За счет разомкнутого нижнего пояса фермы верхний пояс конструкции работает экономно, как гибкая нить, а замыкание пояса после приложения постоянной нагрузки позволяет уменьшить конечную требуемую изгибную жесткость. При этом напряжения в нижнем поясе снижаются в 25-30 раз.

2. Значения перемещений, полученные из эксперимента и теоретического расчета в SCAD, отличаются незначительно (на 5-22 %), но характер перемещений различный, что объясняется отличиями действительной работы конструкции от идеализированного описания.

3. За счет трапециевидного очертания блока ферм пространственной стержневой оболочки, различия в величинах максимальных перемещений в четвертях ферм достигают 63% при экспериментальных исследованиях, и 39% - при теоретических.

4. Наличие незначительных моментов в верхнем поясе конструкции при разомкнутом нижнем поясе в эксперименте обусловлено значительными величинами углов поворота узлов верхнего пояса (в теоретических исследованиях моменты равны 0).

5. Как показало сравнение экспериментальных данных с результатами теоретических исследований, при загружении конструкции равномерно-распределенной постоянной нагрузкой, начальные отклонения геометрии формы составляли до $1/40...1/13\,f$ от заданного положения, и их учет приводят к значительному уточнению результатов расчета в пределах 16…60 %.

6. Из графиков вертикальных перемещений узлов ферм для каждой стадии нагружения видно, что при постоянной нагрузке характер деформирования фермы отличатся от характера деформирования при нагружении фермы временной (снеговой) нагрузкой, что объясняется повышением изгибной жесткости конструкции за счет замыкания нижнего пояса.

7. Перемещения, возникающие в четверти «широкой» части пролета, при загружении конструкции неравновесной временной нагрузкой «широкой» половины пролета составляют

85…91% от максимальных перемещений, имеющих место при загружении всего пролета, тогда как при загружении «узкой» половины пролета составляют 70…76%.

8. Несмотря на отличия в деформировании фермы при постоянной нагрузке (90 Н) и временной (снеговой) нагрузке 420 Н, характер зависимости «напряжения-деформации» остается практически линейным.

9. Как видно из приведенных экспериментальных графиков перемещений, максимальные составляют $\frac{f_ф}{115}$ для узлов ферм, расположенных в четверти «широкой» части пролета, $\frac{f_ф}{178}$ - для узлов ферм, расположенных в четверти «узкой» части пролета, и в середине пролета ферм - $\frac{f_ф}{188}$, а, следовательно, и усилия в большинстве элементов блока ферм, возникают при загружении ее равномерно распределенными постоянной и временной нагрузками на весь пролет.

10. Полученные в ходе эксперимента усилия в элементах ферм подтверждают качественную картину, зафиксированную в результате численных исследований для загружений временной (снеговой) нагрузкой. Аналогичное качественное совпадение результатов расчета с результатами экспериментальных исследований наблюдается и при анализе величин вертикальных перемещений. При этом, отличия сравниваемых величин максимальных перемещений составляют до 10-19%.

11. Принятые жесткостные характеристики модели, соответствующие жесткостным характеристикам реального сооружения, обеспечивают жесткость конструкции покрытия, соответствующую требованиями 2-го предельного состояния, и обеспечивают геометрически линейную работу конструкции исследуемого блока покрытия, что подтверждается результатами расчетов напряженно-деформированного состояния модели в геометрически линейной постановке с использованием универсального программного комплекса «SCAD» (версия 7.31).

12. Наблюдаемые отклонения результатов при загружении модели равномерно-распределенными нагрузками, определяющими для большинства элементов как с точки зрения 1-го, так и 2-го предельного состояния, обеспечивают некоторое превышение расчетных результатов над экспериментальными, что следует учитывать при разработке окончательной методики проектирования этих конструкций.

Экспериментальные исследования поликарбонатного пластика

Несмотря на достоинства поликарбонатных материалов, такие как легкость, высокая светопропускная способность, экономичность, быстрота в монтаже и эстетичность и достаточную изученность, вместе с тем в их применении еще остается ряд нерешенных вопросов:

- недостаточно изучено старение таких материалов для климатических и экологических условий Украины и в частности атмосферы промышленных регионов;
- поведение в составе несущих конструкций, обладающих повышенной деформативностью, перемещения которых обуславливают особенности эксплуатации ограждающих конструкций, чувствительных к сдвиговым деформациям.

Для решения указанных общих проблемных вопросов в ходе проведенных исследований изучались основные физико-механические характеристики образцов «*Danpalon*» в исходном и искусственно состаренном состоянии.

Учитывая насыщенность городской атмосферы различными веществами, были изучены наиболее возможные и опасные климатические факторы, а также загрязняющие вещества, которые выделяются в атмосферу города в результате выбросов автотранспорта, энергетики и металлургии, продуктов переработки коксохимических заводов. Результаты представлены в таблице 3.5

Искусственное старение выполнялось по ГОСТ 9.708-83 «Пластмассы. Методы испытаний на старение при воздействии естественных и искусственных климатических факторов». Испытания производились с целью сравнительной оценки стойкости пластмасс к старению по изменению физико-механических свойств материала. Для этого было произведено моделирование условий городской среды.

Таблица 3.5

Загрязняющие вещества, которые выделяются в атмосферу города в результате выбросов передвижными источниками

№	Код	Наименование вещества	ПДК, *мг/м³*		Класс опасности
			Максимальная разовая	Средне-суточная	
Выбросы энергетики и металлургии					
1	301	Азота двуокись	0,85	0,04	2
2	304	Азота окись	0,4	0,06	3
3	330	Ангидрид сернистый	0,5	0,05	3
4	337	Углерода окись	5,0	3,0	4
5	410	Метан	ОБУВ=1,0		
Выбросы загрязняющих веществ передвижными источниками					
6	2754	Углеводороды предельные	1,0	1,0	4
7	184	Свинец и его неорганические соединения	0,001	0,0003	1
8	10431	Пыль абразивно-металлическая (SiO_2, CaO, Cr_2O_3, Fe_2O_3, Al_2O_3…)	ОБУВ=0,4		
9	11593	Агломерационного производства	ОБУВ=0,15		
10	11252	Пыль антрацита (каменный уголь)	ОБУВ=0,11		
11	10416	Пыль каменно-угольного кокса	ОБУВ=0,1		
12	10439	Пыль кварцевая	ОБУВ=0,02		
13	10400	Пыль резиновая	ОБУВ=0,1		
14	10835	Пыль углепородная	ОБУВ=0,03		
Выбросы в атмосферу продуктов переработки коксохимических заводов					
15	333	Сероводород	0,008		2
16	1071	Фенол	0,01	0,003	2
17	621	Толуол	0,6	0,6	3
18	263	Ацетон	0,35	0,35	4
19	2752	Уайтсперит	ОБУВ=1,0		
20	2034	Формальдегид	0,035	0,03	2
21	1714	2-меркаптоэтанол (монотиоэтиленгликоль)	0,07	0,07	3

Сущность испытания заключается в том, что образцы последовательно подвергают воздействиям, имитирующим естественную влажность в условиях городской атмосферы (камера влаги), выбросы энергетики и металлургии (камера сернистого газа и окислов азота), явление фотосинтеза в приземном слое городской атмосферы (аппарат искусственной погоды), низкую температуру (холодильная камера), щелочной характер атмосферы (орошение 3% раствором $NaCl$), абразивный износ наиболее реактивно-способной пылью (напыление производственной пылью)

В испытаниях на старение использовалась аппаратура:

1. Камера влаги (ГОСТ 20.57.406), поддерживающая автоматически нагрев до температуры $(40\pm2)°C$ при среднесуточной относительной влажности $W=(97\pm3)\%$ (имитация естественной влажности в условиях городской атмосферы).

2. Камера сернистого газа и окислов азота, поддерживающая концентрацию $SO_2=(50\pm1)\frac{мг}{м^3}$ и NO_x (смесь NO_2 и N_2O_5)$=(50\pm1)\frac{мг}{м^3}$ (имитация выбросов энергетики и металлургии).

3. Аппарат искусственной погоды ЦП-1-3 (ГОСТ 23-750) с электродуговыми и ртутно-кварцевыми лампами (ПРК-2) с ультрафиолетовым излучением, поддерживающей автоматически следующие условия: $t=(60\pm2)°C$; орошение дистиллированной водой (дождевание) в течение 3 минут через каждые 17 минут; интегральная поверхностная плотность потока излучения $(730\ \pm140\frac{Вт}{м^2})$ (имитирует явление фотосинтеза в приземном слое городской атмосферы).

4. Холодильная камера, поддерживающая температуру $(30\pm3)°C$

5. При испытаниях использовалось орошение 3% раствором $NaCl$ (моделирует щелочной характер атмосферы) и напыление производственной пылью (пыль заводов ЯКХЗ, Авдеевского, Краматорского машиностроительного завода) (имитирует абразивный износ наиболее реактивно-способной пылью)

Циклы повторялись не менее 15 раз.

Методика проведения испытаний. Образцы помещают в камеру влаги и выдерживают при $t=(40\pm2)°C$ и относительной влажности $W=(97\pm3)\%$ в течение 4 часов, затем отключают обогрев и выдерживают в течение 2 часов. Из камеры влаги помещают в аппарат искусственной погоды, работающий по режиму 3-17 на 7 часов. Затем образцы выдерживают при $t=(15\text{-}30)°C$ и $W=80\%$ не более 6 часов.

Концентрация SO_2 достигается путем приливания избытка серной кислоты в стаканчик с навеской тиосульфата $Na=3.00г$. Концентрация $NO_x=NO_2+N_2O_5$ достигается путем приливания избытка азотной кислоты в стаканчик с навеской меди $Cu=15.00г$. 3% раствор $NaCl$ готовят из расчета 3 г $NaCl$ и 97 мл H_2O. Разбрызгивание происходит перед герметическим закрытием камеры.

Пыль рассеивают над образцами пневматическим методом.

Для уточнения прочностных свойств поликарбонатного пластика «Danpalon» было проведено испытание образцов 12 мм листовой системной панели «Danpalon» DP608 (600х6000мм) прозрачного цвета в соответствии с ГОСТ 17370-71 «Пластмассы жесткие. Метод испытания на растяжение» на разрывной испытательной машине марки МП-05-1.

В связи с тем, что примененная разрывная машина марки МП-05-1 обладает значительной инерционностью в приложении нагрузки, и не позволяет прикладывать четко заданную нагрузку на отдельных ступенях загружения образца (что необходимо для определения модуля упругости материала), нами было разработано рычажное испытательное приспособление, которое позволяет прилагать заданное усилие на испытательный образец и загружать его отдельными ступенями, доводя до разрушения. Такая схема приложения

нагрузки в сочетании с замерами деформаций на каждой ступени позволяет определить модуль упругости материала на каждой ступени, быстро нарастающие деформации ползучести на отдельных этапах нагружения и максимальную деформацию образца.

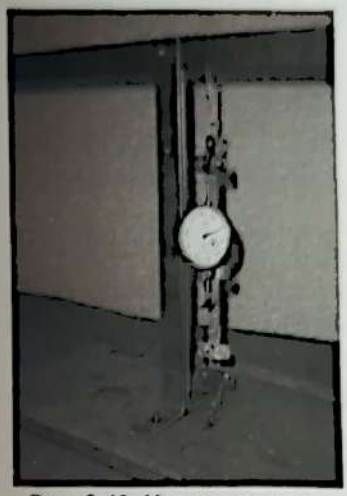


Рис. 3.43. Испытательная установка

Испытательное приспособление представлено на рисунке 3.43. Оно состоит из платформы, к которой крепится стойка, на которую навешен с помощью шарнира рычаг. Соотношение плеч 1:10 (50х500мм), к большему рычагу подвешена корзина, на которую устанавливаются грузы. Меньший рычаг выбран такой длины, чтобы уравновешивать платформу без грузов. К меньшему рычагу шарнирно крепится образец из пластика с помощью специальных зажимов, которые крепятся к платформе и рычагу шарнирно.

Для замера деформаций образца на отдельных этапах загружения было разработано специальное приспособление, которое позволяет крепить на образец индикатор часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Приспособление крепится на испытательный образец на базе 75 мм. Схема испытательной установки и приспособления для замера деформаций образца приведены соответственно на рисунках 3.44 и 3.45.

Перед испытанием на центральную часть образцов наносились метки, ограничивающие расчетную длину l_0 = 75 мм (должна быть не менее 50 мм для образцов прямоугольной формы).

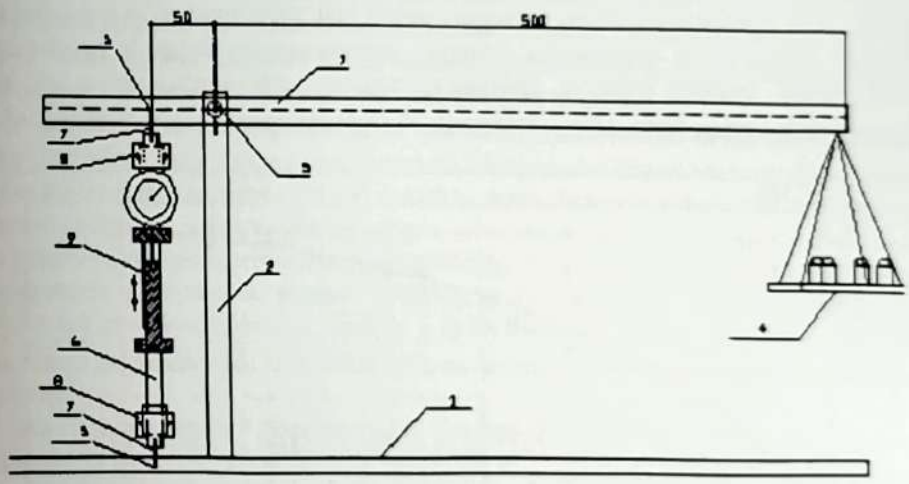


Рис. 3.44. Схема испытательной установки (1 - рычаг, 2 - стойка, 3 - платформа, 4 - корзина с грузами, 5 - шарнир, 6 - испытуемый образец, 7 - гибкие крепления, 8 - зажимы образца, 9 - приспособление для замера деформаций с индикатором)

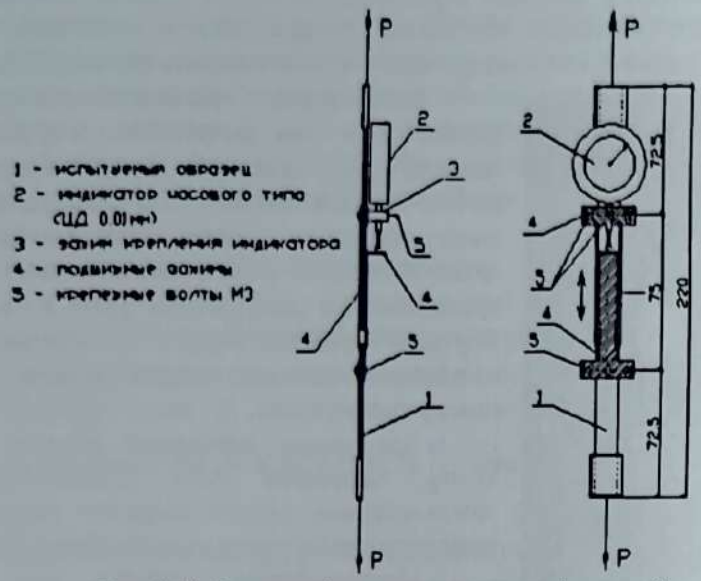


Рис. 3.45. Приспособление для замера деформаций

Для определения деформаций и напряжений на каждой стадии, загружение образцов проводилось ступенями, при этом на каждом последующем загружении нагрузка увеличивалась на 2 кг, что составляет $0{,}056R_{разр.}$, с выдержкой 5 минут на каждой ступени.

Отдельно проследить поведение напряженно-деформированного состояния образца пластика на каждой стадии нагружения можно на графике (рис. 3.46). Из графика видно, что на первых двух стадиях нагружения материал ведет себя практически упруго, но затем проявляются пластические деформации, которые увеличиваются ближе к напряжениям, предшествующим разрыву образца. Экспериментальная зависимость $\sigma - \varepsilon$, а также апроксимирующая кривая результатов испытаний 24 образцов представлена на рис. 3.46.

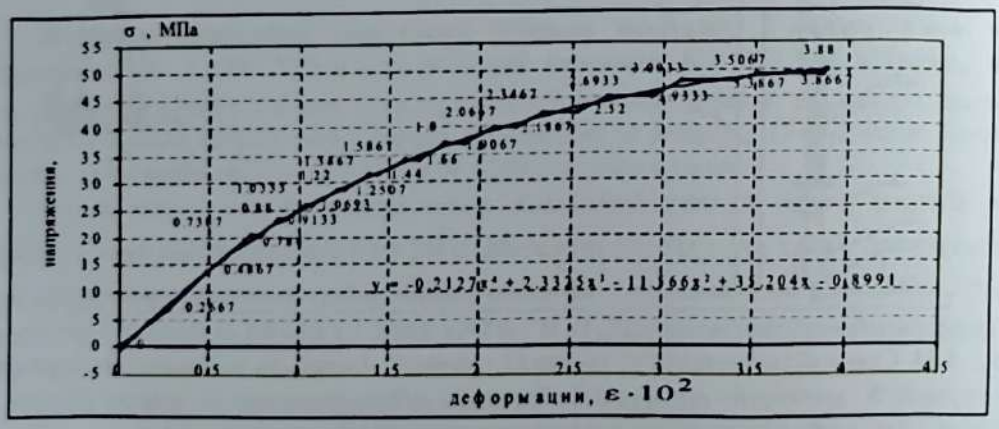


Рис. 3.46. Зависимость «σ-ε», а также аппроксимирующая кривая (материал до старения)

По результатам испытаний определяются истинные значения разрушающего напряжения и относительного удлинения при разрыве для каждой выборки образцов с вероятностью $\gamma = 0.95$. Разрушающее напряжение $(\sigma_{разр})$ в кгс/см^2 вычисляется по формуле:

$$\sigma_{разр} = \frac{P_{разр}}{S}$$

где: $P_{разр}$ - разрушающее усилие в момент разрыва образца в кгс;

S - площадь поперечного сечения рабочей части образца в кгс.

Относительное удлинение при разрыве $(\varepsilon_{разр})$ в процентах вычисляется по формуле:

$$\varepsilon_{разр} = \frac{\Delta l_{разр}}{l_0} \cdot 100$$

где: $\Delta l_{разр}$ - приращение длины рабочей части образца при разрыве в мм;

l_0 - первоначальная длина рабочей части образца в мм.

Опуская промежуточные результаты оценки достоверности полученных значений с использованием традиционных приемов статистической обработки результатов измерений (оценки минимальной выборки, проверки гипотезы нормального распределения с помощью критерия Персона и т.д.), вычисленные согласно ГОСТ 8.207-76 результат прямых измерений с многократными наблюдениями записывается в виде $\sigma_p^{0.95} = \overline{\sigma} \pm \delta$ или $\sigma_p^{0.95} = \overline{\sigma} \pm \mu\overline{\sigma}$

$$\sigma_p^{0.95} = 492.54 \pm 6.01$$
$$\varepsilon_p^{0.95} = 3.499 \pm 0.137$$

3.2.4. Уточнение величин снеговых нагрузок на ограждающие конструкции покрытия из светопрозрачного поликарбонатного углепластика

Основным видом нагрузок, обладающих наибольшей изменчивостью, в особенности на гладкие поверхности, такие как поликарбонатный пластик, являются снеговые нагрузки. В связи с этим весьма своевременным является исследование по их нормированию при различных углах наклона ограждающей конструкцией покрытия.

В нормативных документах дается довольно ограниченный набор форм покрытий и соответствующих схем приложения нагрузок. Натурные исследования величины и характера отложения снеговой нагрузки [25, 58] показали, что вследствие неравномерности отложения снегового покрова, вызванного переносом и подтаиванием снега, наблюдается отличие действующей снеговой нагрузки от проектной. Это объясняется, в первую очередь, влиянием микроклимата сооружения, формой и типом самого покрытия. При проектировании это учитывается коэффициентом μ, однако в действовавших нормах СНиП 2.01.07.85 [89], а также новой редакции ДБН В.1.2:2006 [27], он дается для весьма ограниченного набора форм покрытий.

Для определения фактических значений снеговой нагрузки выполнены экспериментальные исследования на реальных конструкциях, построенных в г.Донецке, а также на экспериментальных образцах, в которых экспериментальная поверхность расположена под различными углами наклона к горизонту. Замеры проводились одновременно на покрытиях, представляющих собой фрагменты оболочек покрытий положительной Гауссовой кривизны на эллиптическом плане, и на поверхности земли. Также, использовались сравнительные данные, полученные с метеостанции г. Донецка.

Для определения объемного веса проводилось взвешивание проб снега, полученного отбором на площади 10x10 см^2 через каждые 10 см толщины снегового покрова по сетке точек, определенной для каждого из трех выбранных форм покрытия, расположенных под различными углами к горизонту (см. рис. 3.48), на поверхности крыши, где стоят экспериментальные установки, а также на реальных конструкциях. По этим данным вычисляются величины средних плотностей слоев снегового покрова.

На реальных конструкциях одновременно по главным осям и диагоналям проводились замеры толщины снегового покрова в точках, расположенных на расстоянии 1 м друг от

друга. Из проведенных наблюдений в ходе эксплуатации таких конструкций, как висячие системы, замечено, что вследствие характерного для них большего перепада высот кровли, снег, подтаивая, срывается с поверхности покрытия (см. рис. 3.51). Это объясняется тем, что поликарбонат обладает малой адгезией к снегу и льду. Следовательно, есть все основания полагать, что проектная снеговая нагрузка, вычисляемая по действующим нормативным документам, в большинстве случаев оказывается значительно завышенной.

Выбранные для исследования покрытия имеют ограждающую конструкцию, выполненную из поликарбонатного ячеистого пластика типа «Данпалон», который обладает значительными температурными расширениями (0,065 мм/м °С) в сочетании с податливыми узловыми закреплениями, а это не может не отразиться на отложении снегового покрова. В этой связи для определения объемного веса снегового покрова на поверхностях ограждающих конструкций, выполненных под различными углами наклона к горизонту, были проведены экспериментальные замеры в течении зим 2003-2005 гг. снегового покрова на реальных конструкциях, построенных в г. Донецке (см. рис.3.49-3.51), а также на экспериментальных установках (см. рис. 3.48), расположенных под углами 0°, 22°, 45° к горизонту.

Рис. 3.48. Модели экспериментальных установок

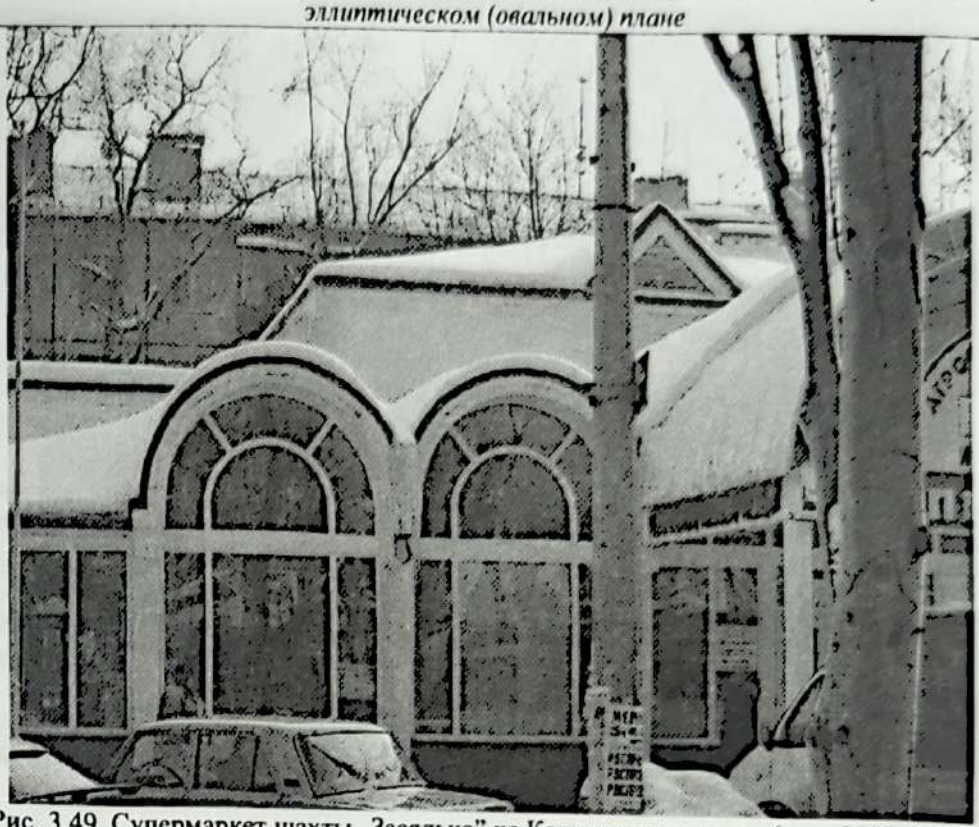


Рис. 3.49. Супермаркет шахты „Засядько" на Калининском рынке (зима 2003-2004 гг.)

Рис. 3.50. Навес на территории кафе "Наташа-плюс" (зима 2003-2004 гг.)

Рис.3.51. Кафе "Наташа-плюс" (зима 2003-2004 гг.)

Для сравнения объемного веса снегового покрова на поверхностях ограждающих конструкций, выполненных под различными углами наклона к горизонту, со значениями снегового покрова на поверхности земли и крыши, где расположены экспериментальные установки, были проведены экспериментальные замеры зимой 2005 г. снегового покрова на крыше и получено среднее значение для 10 замеров на поверхности земли. На экспериментальных установках и на реальных конструкций измерялись толщины снегового покрова t_1 - в наиболее крутопадающей области измеряемой конструкции и t_2 - наиболее пологой области. Затем вычислялось среднее значение снегового покрова t_{cp} для каждого из исследуемых углов наклона. По данным обследования составлены схемы распределения снеговой нагрузки для особенно характерных форм поверхностей покрытий (см. рис. 3.52-3.55).

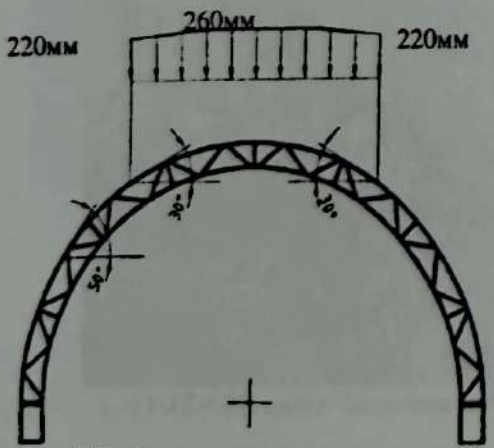


Рис. 3.52. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытие супермаркета шахты „Засядько"

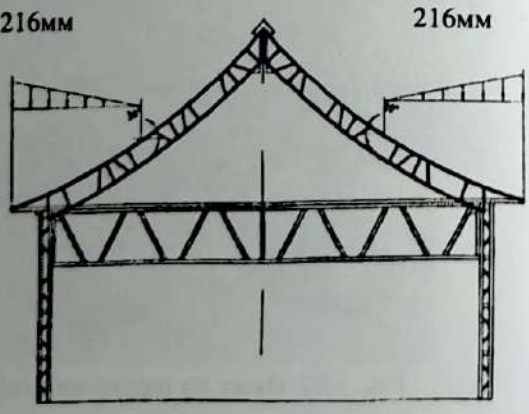


Рис. 3.53. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытие кафе "Наташа-плюс"

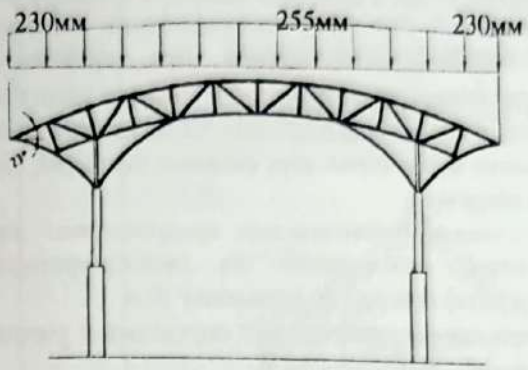


Рис. 3.54. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытие подземного перехода

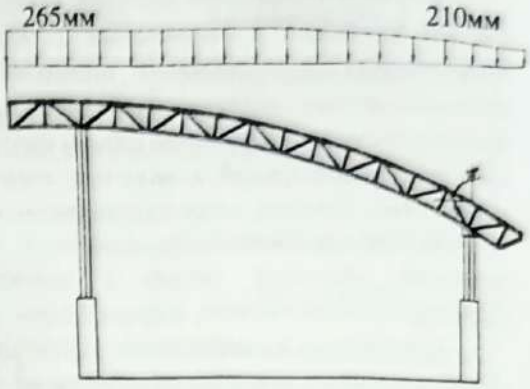


Рис. 3.55. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытие подземного перехода

В таблице 3.6 приведены усредненные значения снеговой нагрузки в г. Донецке для различных углов наклона конструкций из поликарбонатного ячеистого пластика типа „Danpalon" за период зим 2003-2005 гг.

Таблица 3.6

Средняя снеговая нагрузка в г. Донецке для различных углов наклона конструкций из поликарбонатного ячеистого пластика типа „Danpalon" за период зим 2003-2005 гг.

Вероятность P=0,95	Средняя снеговая нагрузка S', кг в зависимости от углов наклона		
	0^0	22^0	45^0
Выборочная средняя $\bar{S}$	26,7	24,6	21,4

3.2.5. Обеспечение эксплуатационной надежности ограждающих конструкций покрытия из светопрозрачного поликарбонатного углепластика

При назначении величины μ для покрытий из углепластика, коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытия различной формы с учетом:

- коэффициента перехода к весу снегового покрова на покрытие с ограждающей конструкцией из углепластика с углом наклона $\alpha = 0°$ площадью до 100 м^2, обусловленного сдуванием снега с покрытия - μ_1;
- коэффициента перехода от веса снегового покрова на ограждающей конструкции из углепластика с углом наклона $\alpha = 0°$ к весу снегового покрова на ограждающие конструкции из углепластика различной формы - μ_2.

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия *s* следует определять по формуле:

$$s = s_0\mu = s_0\mu_1\mu_2, \qquad (3.18)$$

где s_0 — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли; μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытия различной формы из светопрозрачного углепластика в зависимости от коэффициентов μ_1 и μ_2;

Схемы распределения снеговой нагрузки и значения понижающего коэффициента μ_2 следует принимать в соответствии с таблицы 3.7, при этом промежуточные значения коэффициента μ_2 допускается определять линейной интерполяцией. При определении снеговой нагрузки допускается применение упрощенных схем приложения снеговых нагрузок, эквивалентных по воздействию схемам нагрузок, приведенным в таблице 3.7, за исключением мест перепадов покрытий, а также мест соединения между собой двух смежных покрытий, где необходимо учитывать повышенную снеговую нагрузку.

Все понижающие коэффициенты в настоящих рекомендациях предусмотрены для покрытий различной формы с ограждающей конструкцией из светопрозрачного поликарбонатного пластика, ширина в плане покрытия которых не превышает 10 м.

Примечание: В необходимых случаях снеговые нагрузки следует определять с учетом предусмотренного дальнейшего расширения здания.

Для покрытий с уклонами $\alpha \geq 60°$ однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах с $v \geq 4$ м/с, коэффициент μ_2, установленный в соответствии с указаниями схем 1-4, 6-7 таблицы 3.7, следует снижать умножением на коэффициент, равный 0.

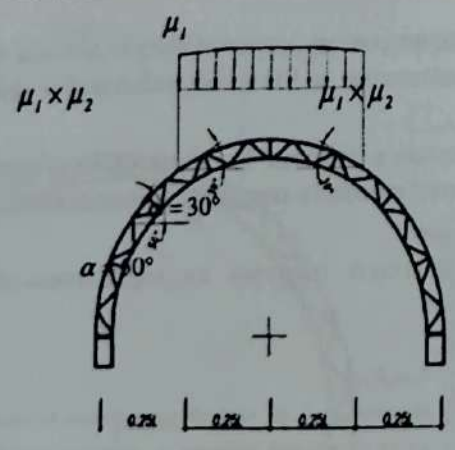
Снижение снеговой нагрузки, предусматриваемое настоящим пунктом, не распространяется:

- на покрытия зданий, защищенных от прямого воздействия ветра соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на 5 м;
- на участки покрытий шириной более 10 м;
- площадью до 100 м^2;

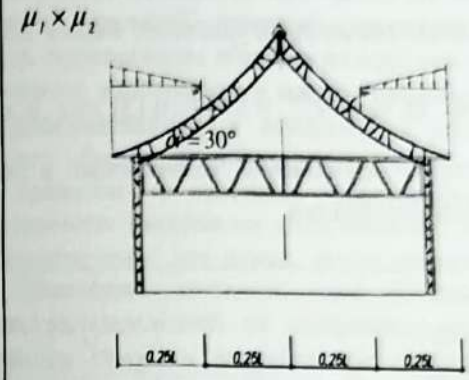
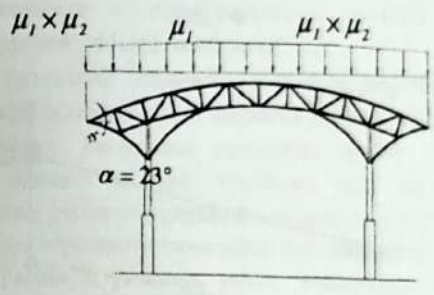
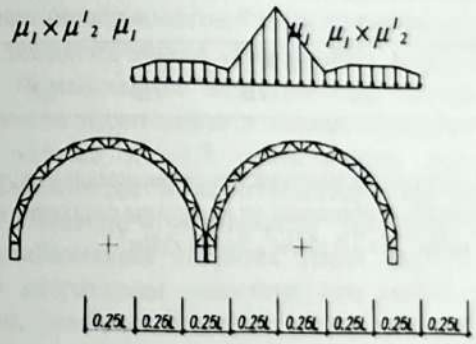
Коэффициенты μ_2 при определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий магазинов и оранжерей с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 22° и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует снижать на 20 % независимо от снижений, предусмотренных в настоящих рекомендациях.

Таблица 3.7

Понижающие коэффициенты μ_1 и μ_2 для учета поликарбонатного пластика в качестве ограждающей конструкции в покрытиях различной формы

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок на ограждающие конструкции из поликарбонатного пластика	Коэффициенты μ и область применения схем
1		$\mu_2 = 0{,}81$ при $30° \leq \alpha \leq 45°$ $\mu_1 = 0{,}41$ при $0 \leq \alpha \leq 22°$

Продолжение табл. 3.7

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок на ограждающие конструкции из поликарбонатного пластика	Коэффициенты μ и область применения схем
2		$\mu_1 = 0{,}41$ при $0 \le \alpha \le 22°$ $\mu_2 = 0{,}81$ при $30° \le \alpha \le 45°$ Примечание: поверхность покрытия с повышенными тепловыделениями
3		$\mu_2 = 0{,}92$ при $22 \le \alpha \le 30°$ $\mu_1 = 0{,}41$ при $0 \le \alpha \le 22°$
4		$\mu_1 = 0{,}41$ при $\alpha = 0°$ $\mu^1_2 = 0{,}81$ при $30° \le \alpha \le 45°$ $\mu^2_2 = 1.6$

• - все коэффициенты также применяются для покрытий, полученных в результате «вспарушивания» и имеющих на различных участках кровли разные углы наклона к горизонту

Зная относительное максимальное разрушающее удлинение пластика в исходном состоянии $\varepsilon_{p,max}^{0.95} = 3.499 \pm 0.137$ и в результате старения $\varepsilon_{p,max}^{0.95} = 3.346 \pm 0.114$ можно определить возможность применения углепластика в качестве ограждающей конструкции проектируемого покрытия. Для этого, выяснив максимальное диагональное удлинение ячеек оболочки с использованием безразмерного параметра максимального диагонального удлинения $\overline{d}_p^{diag} = \frac{\Delta d}{d}$, и зная максимальное диагональное удлинение ячейки Δd, находится относительное удлинение $\varepsilon = \frac{\Delta d}{d} \cdot 100\%$. И, если $\varepsilon_{p,max}^{0.95} = 3.499 \pm 0.137 >> \varepsilon$ и в результате старения $\varepsilon_{p,max}^{0.95} = 3.346 \pm 0.114 >> \varepsilon$, значит перемещения, возникающие в оболочке, не могут вызвать разрушения в ограждающей конструкции.

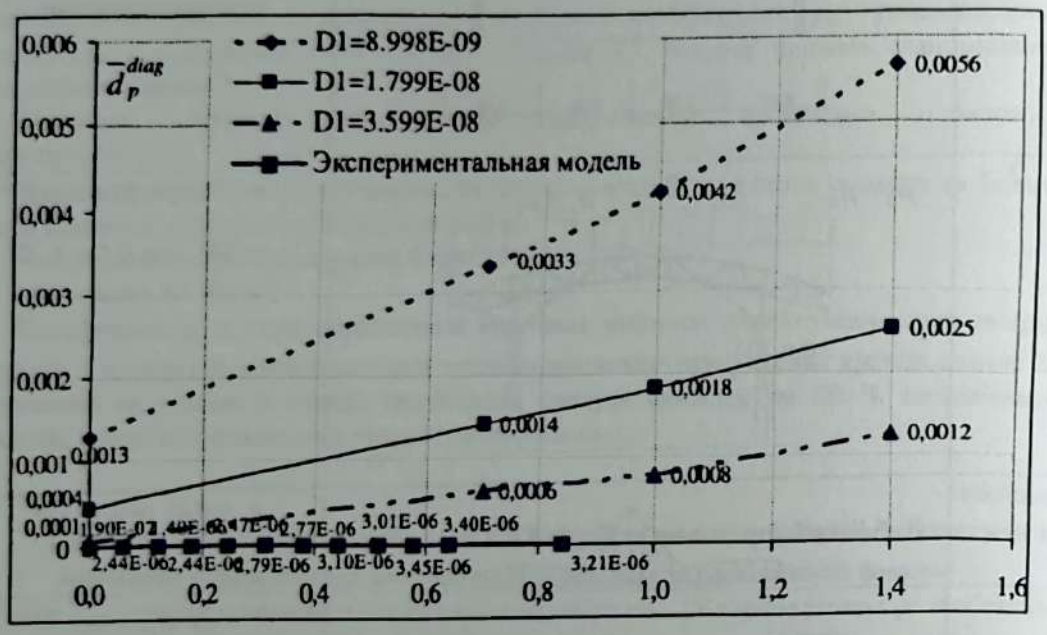


Рис. 3.56. Зависимость безразмерного параметра максимальных диагональных удлинений ячеек висячей пространственно-стержневой оболочки от величины снеговой нагрузки S=0 кН/м², S=0,7 кН/м², S=1,0 кН/м², S=1,4 кН/м²

3.3. Провисающие мембранные оболочки

Как показывают исследования, выполненные в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИПСК им. Н.П.Мельникова и других организациях, около 40% всех осуществленных в бывшем СССР висячих систем - мембранные, что вызвано их известными преимуществами по сравнению с вантовыми. Конструктивная форма мембранного покрытия во многом определяет характерные для нее достоинства и недостатки [19]. Так, для покрытий **нулевой** гауссовой кривизны основным достоинством является возможность формирования оболочки из однотипных рулонов, что значительно упрощает конструирование, изготовление и монтаж этих покрытий. Однако, эти системы являются наиболее деформативными и нуждаются в дополнительной стабилизации. Следует отметить, что обычное в этом случае отождествление работы мембранной оболочки нулевой кривизны с системой параллельных гибких нитей, для которой пространственность сказывается через известное увеличение модуля упругости $E_1=E/(1-\mu^2)$, справедливо лишь для случая, когда прямолинейные элементы опорного контура являются бесконечно жесткими, криволинейные - свободным краем, нагрузка - равномерно распределенной по поверхности покрытия. Присоединение мембраны к криволинейным сторонам опорного контура приводит к увеличению напряжений в перпендикулярном направлении $\sigma_2=(0.4...0.6)\sigma_1$. Кроме того, увеличение гибкости опорного контура в горизонтальной плоскости, также способствует улучшению пространственной работы мембраны.

Для покрытий **положительной кривизны на** *прямоугольном плане* основной отличительной особенностью является ярко выраженная работа мембраны, растянутой в 2-х направлениях. Подобные покрытия менее деформативны, чем оболочки нулевой кривизны, однако и они требуют, как правило, дополнительной стабилизации. Использование достаточно гибкого опорного контура с прямоугольным планом приводит в данном случае к резкому снижению изгибающих моментов в середине опорного контура и их концентрации в угловых зонах, усиленных вутами или распорками. *Круглый план* позволяет создавать наиболее экономичные покрытия, т.к. кольцевой опорный контур воспринимает распор пролетной части покрытия без изгиба, а при достаточной нагрузке от кровли и технологического оборудования дополнительной стабилизации покрытия не требуется. Использование эллиптического плана вносит значительное усложнение в проектирование, изготовление и монтаж мембранного покрытия, хотя при соотношении полуосей эллипса до 1.2, существенных изменений в параметрах напряженно-деформированного состояния по сравнению с круговым контуром не наблюдается.

Для оболочек **отрицательной кривизны** наиболее характерной особенностью является стабилизация покрытия самой формой поверхности оболочки, у которой растянутое направление существует при любой ориентации нагрузки в пространстве. Кроме того, мембрана в форме гипара является системой, для которой равномерно распределенная нагрузка будет равновесной и в которой от этой нагрузки в каждом из направлений, параллельных главным осям, будут равные усилия, что позволяет спроектировать мембрану постоянной толщины без излишних запасов прочности. Особенностями, негативно влияющими на распространение этой формы, является невозможность восприятия мембраной каких-нибудь значительных локальных нагрузок и необходимость очень точных работ по преднапряжению мембраны.

Основой для развития и создания собственной концепции методов расчета большепролетных пространственных покрытий спортивных сооружений послужил комплекс работ по оценке технического состояния, обеспечению надежности и разработке мероприятий по дальнейшей эксплуатации уникальных объектов Олимпиады-80 в Москве (спорткомплекса "Олимпийский" на пр. Мира (Крытого стадиона и плавательного бассейна), Универсального спортивного зала "Измайлово", футбольно-легкоатлетического комплекса и Универсального спортивного зала ЦСКА), выполняемый специалистами

Донбасской государственной академии строительства и архитектуры совместно с ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и МНИИТЭП в рамках программы 0.55.01.121 с 1984 по 1992 гг. Результатом выполненных работ явились:

- создание базы и статистический анализ данных о геометрических отклонениях и прочностных свойствах использованного металлопроката; геометрических несовершенствах, обусловленных примененным методом монтажа; фактическими данными постоянных и временных нагрузок; годичном температурно-влажностном режиме эксплуатации; величинах коррозионного износа основных несущих конструкций; дефектах и повреждениях эксплуатируемых конструкций;
- выполненная оценка эксплуатационной надежности обследованных сооружений с последующей разработкой рекомендаций по обеспечению дальнейшей нормальной эксплуатации покрытий.

Осмысление представленных выше результатов позволило с начала 90-х годов приступить к созданию собственных методов расчета и проектирования большепролетных покрытий мембранного типа, которые позволили бы учесть все выявленные ранее особенности условий их работы. В результате были решены следующие основные задачи [3, 59, 121, 122, 123]:

- исследовано влияние и предложен метод учета изменения расчетной схемы конструкции на различных этапах монтажа и эксплуатации на напряженно-деформированное состояние оболочек различной геометрии;
- разработаны методы учета случайных факторов (геометрических и прочностных характеристик проката, нагрузок, коррозионных условий эксплуатации, геометрических несовершенств) в расчетах напряженно-деформированного состояния конструкций;
- на этой основе разработан вероятностный метод расчета НДС тонколистовых металлических конструкций и метод их вероятностно-оптимального проектирования с заданным уровнем надежности для нормативного срока эксплуатации, выполнено исследование влияния изменчивости толщины и прочностных свойств листового проката, временных нагрузок, коррозионных свойств используемой стали, отклонений оболочки от заданной геометрии на показатель надежности проектируемых конструкций.

Решение указанных задача реализовано в программном комплексе "CORONA", предназначенном для статического вероятностного расчета и проектирования мембранно-стержневых конструкций методом конечных элементов. Возможности данного комплекса, позволяют (см. рис. 2.28):

1. Выполнить расчет напряженно-деформированного состояния конструкции с учетом следующих факторов (как по отдельности, так и в их совокупности):

а) геометрически нелинейного характера ее работы;

б) возможного изменения ее расчетной схемы на различных этапах монтажа и эксплуатации в геометрически нелинейной (или линейной) постановке. Число рассматриваемых схем не ограничено;

в) вероятностного характера дефектов и несовершенств, характерных для тонколистовых металлических конструкций (начальной толщины и прочностных свойств используемого листового проката; возможного коррозионного износа для заданного срока эксплуатации (или интервала между 2-мя сроками возобновления противокоррозионной защиты); геометрических несовершенств в виде отклонений от заданной формы конструкции);

г) вероятностного характера действующих нагрузок.

д) определения значений показателей надежности конечных элементов, аппроксимирующих поверхность листовой конструкции, а также верхней и нижней границы показателя надежности мембранной части конструкции.

2. Выполнить оптимизацию заложенного проектного решения по критерию минимума запаса "излишков" надежности конструкции для заданного срока ее эксплуатации путем корректировки толщин конечных элементов, составляющих конструкцию.

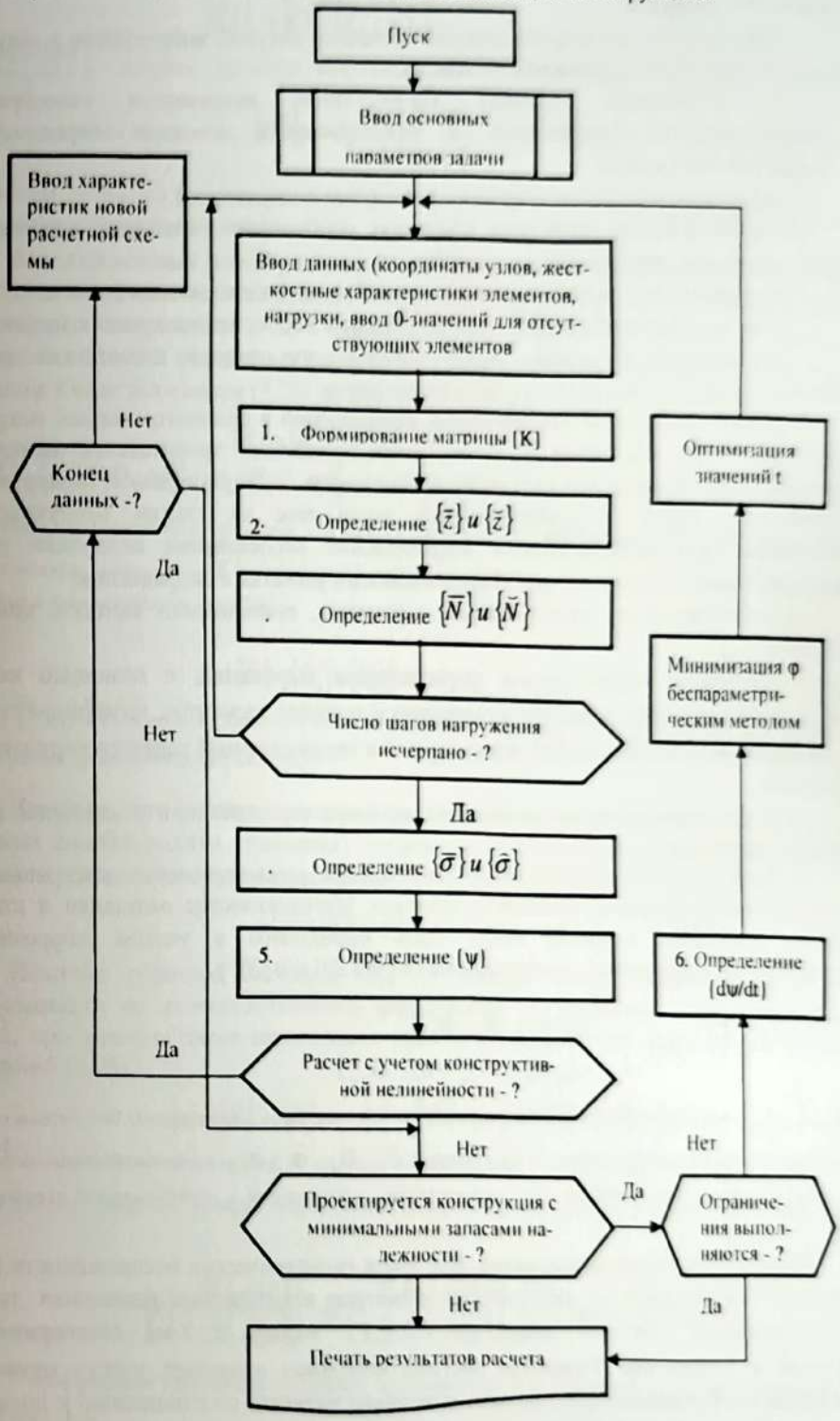


Рис. 3.57. Алгоритм программного комплекса «CORONA»

Основные особенности учета дефектов и несовершенств в мембранных покрытиях на стадии расчета напряженно-деформированного состояния заключаются в следующем:

Коррозионное поражение мембранных конструкций. Наиболее опасным дефектом с точки зрения снижения несущей способности и надежности тонколистовых металлических большепролетных мембранных покрытий является коррозия, интенсивное развитие которой может привести:

- к уменьшению расчетного сечения пролетной несущей конструкции в результате действия равномерного коррозионного износа;
- к образованию глубоких язв-питтингов, являющихся своеобразными концентраторами напряжений и проявляющихся в виде неравномерного коррозионного износа;
- к коррозионному растрескиванию растянутых поверхностей.

Имеющие в большепролетных покрытиях мембранного типа место коррозионные дефекты возникают, как правило, вследствие:

- оседания на внутренней поверхности мембраны конденсационной влаги;
- наличия незащищенных участков мембраны в местах нахлесточных соединений;
- некачественного выполнения гидроизоляции, что приводит к протечкам кровли и застаиванию влаги на пониженных участках покрытия.

Несомненно, наличие коррозионных повреждений в большепролетных покрытиях мембранного типа, как правило, имеет место, оказывает значительное влияние на напряженно-деформированное состояние и надежность эксплуатируемой конструкции, а следовательно, требует соответствующего учета еще на стадии проектирования. Проведенные экспериментальные и теоретические исследования позволили развить существующие методы учета коррозионного износа в расчетах в направлении:

а) возможности его использования в расчетах, выполняемых методом конечных элементов;

б) получения вероятностной формулировки выражений, с помощью которых определяются корректирующие, по отношению к толщине элементов, коэффициенты α_k и α_p, учитывающие, соответственно, равномерный и неравномерный характер коррозионных поражений;

в) учета возможного коррозионного износа в вероятностной реализации метода конечных элементов.

В данном случае коррозионные повреждения рассматриваются как равномерно распределенные в пределах конечного элемента. Математическое ожидание и стандарт толщины конечного элемента могут быть определены с учетом коррозионных повреждений в соответствии с выражениями (3.19-3.20) a, b [3]:

$$\bar{t}_{k,} \approx \bar{t}_{0,} \cdot \bar{\alpha}_{k,} \cdot \bar{\alpha}_{p,}; \tag{3.19.а}$$

$$t_{k,} \approx \bar{t}_{0,} \left(\bar{\alpha}_{k,} \cdot \alpha_{p,} + \alpha_{k,} \cdot \bar{\alpha}_{p,} \right), \tag{3.20.б}$$

где $\bar{t}_{0,}, \bar{t}_{k,}, t_{k,}$ - математическое ожидание толщин конечного элемента, определенных без учета и с учетом коррозионного износа, соответственно, и ее стандарт; $\bar{\alpha}_{k,}, \bar{\alpha}_{p,}, \alpha_{k,}, \alpha_{p,}$ - математические ожидания и стандарты коэффициентов, учитывающих, соответственно, равномерный и неравномерный коррозионный износ.

Геометрические несовершенства. Для учета геометрических несовершенств в виде отклонений образующей от поверхности оболочки использована концепция третьей, "деформированной" системы координат $(\tilde{x}, \tilde{y}, \tilde{z})$, наряду с 2-мя общепринятыми: локальной и глобальной. Указанная система координат позволяет учесть возможные отклонения узлов плоского треугольного конечного элемента по отношению к локальной системе координат (x, y, z). Преимущество предложенного подхода заключается в том, что матрица жесткости конечного элемента $\left[\bar{K}_0^g\right]$ (насчитанная в локальной системе координат в соответствии с выражением (3.21) содержит необходимую информацию о возможных

узловых отклонениях элемента и может быть использована в стандартных конечно-элементных операциях [3, 121]:

$$\left[\bar{K}_0^g\right] = \left[C\tilde{L}\right]^T \left[\tilde{K}_0^g\right] \left[C\tilde{L}\right] \tag{3.21}$$

где $\left[\tilde{K}_0^g\right], \left[\bar{K}_0^g\right]$ - матрицы жесткости конечных элементов, выраженные через деформированную и локальную системы координат; $\left[C\tilde{L}\right]_{ij} = \delta_{ij} + \sum_{\sigma=1}^{3}\sum_{k=1}^{3} \frac{\partial e_j^i}{\partial x_k^\sigma} \cdot \Delta z_k^\sigma$ - матрица направляющих косинусов, связывающая локальную и деформированную системы координат (δ_{ij} - символ Кронеккера, e^i - орты деформированной системы координат).

Вероятностный метод расчета. Несовершенства, рассмотренные в этой статье (t^0 - начальная толщина стального листа; t^k - толщина стального листа, вычисленная с учетом коррозионных повреждений; Δz - геометрические несовершенства, вычисленные как отклонения оболочки от заданной формы), учитываются на стадии формирования матрицы жесткости в виде выражения (3.22) [3, 28, 121]:

$$[K] \approx [\bar{K}] + [K] \tag{3.22}$$

где $[\bar{K}] = [\bar{K}_0(\bar{t}^0, \bar{t}^k, \Delta\bar{z})] + [K_\sigma(\bar{t}^0, \bar{t}^k, \Delta\bar{z})]$ - математическое ожидание матрицы жесткости, которая определена как нелинейная функция случайных независимых аргументов $\bar{t}^0, \bar{t}^k, \Delta\bar{z}$ на основе их математических ожиданий; $[K]$ - случайная добавка матрицы жесткости, насчитанной на основе ее дисперсии в форме выражения (3.23):

$$[\hat{K}] = [\hat{K}_0^t] + [\hat{K}_0^g] \tag{3.23}$$

где $[\hat{K}_0^t]$ - случайная добавка линейной матрицы жесткости [$\mathbf{K_0}$]; $[\hat{K}_0^g]$ - случайная добавка, учитывающая влияние геометрических несовершенств.

Известно, что решение основной системы метода конечных элементов (системы линейных алгебраических уравнений) приводит к необходимости обращения глобальной матрицы жесткости (см. выражение 3.24):

$$\{z\} = [K]^{-1} \cdot \{R\} \tag{3.24}$$

Наличие обратной матрицы $[\mathbf{K}]^{-1}$ в правой части выражения 11 ведет к невозможности ее непосредственного определения из уравнения (3.23). Упрощенный подход, при котором такое определение становится возможным, выполняется на основе выражений (3.25):

$$\{z\} \approx [\bar{K}]^{-1} \cdot \{\bar{R}\}; \qquad \{z\} \approx \left([\bar{K}] + [K]\right)^{-1} \cdot \left(\{\bar{R}\} + \{R\}\right) - \{\bar{z}\} \tag{3.25}$$

где $\{\bar{R}\}$ - математические ожидания компонент вектора узловых нагрузок; $\{R\}$ - случайные компоненты вектора узловых нагрузок, которые определяются на основе дисперсии $\{\hat{R}\}$ в соответствии с выражением (3.26):

$$\{\hat{R}\} = \sum_{i=1}^{NJ}\left(\frac{\partial\{R\}}{\partial\{r_i\}}\right)^2 \cdot \{\hat{r}_i\} + \sum_{i\neq}^{NJ}\sum_{j}^{NJ}\left(\frac{\partial\{R\}}{\partial\{r_i\}}\right)\left(\frac{\partial\{R\}}{\partial\{r_j\}}\right)\rho_{ij}^r(\bar{r}_i - \bar{r}_i)(\bar{r}_j - \bar{r}_j) \tag{3.26}$$

где ρ_{ij}^r - коэффициент корреляции случайных переменных $\mathbf{r}_i$ и $\mathbf{r}_j$ - компонент вектора узловых {**R**}; ***NJ*** - количество узлов.

Преимущество предложенного подхода заключается в том, что в нем отсутствуют трудные и громоздкие операции дифференцирования глобальной матрицы жесткости по компонентам случайных добавочных матриц. Кажущаяся меньшая точность решения (по сравнению с известным подходом, основанным на разложении правой части уравнения в

ряд Тейлора), на самом деле таковой не является, поскольку, при увеличении числа учитываемых в расчете случайных параметров, упомянутый подход может обеспечить требуемую точность решения лишь при увеличении сохраняемых в расчете членов ряда, что при расчете рассматриваемых многоэлементных систем является невозможным.

Определение компонент вектора узловых реакций элемента $\{N\}_e$ можно выполнить в соответствии с выражением (3.27):

$$\{N\}_e = [\bar{K}]_e \cdot \{\tilde{z}\}_e + [\bar{K}]_e \cdot \{z\}_e + [K]_e \cdot \{\tilde{z}\}_e \qquad (3.27)$$

Все отмеченные факторы оказывают влияние на показатели надежности элементов проектируемой конструкции. Для этой цели, формулировка критерия надежности элементов проектируемой конструкции и их показателей чувствительности по отношению к отмеченным выше параметрам-факторам может выполняться на основе подходов, заложенных А. Р. Ржаницыным и С. А. Корнеллом. Учитывая, что, в общем случае, распределение функции надежности **Y** отличается от нормального, определение вероятности $p(\tilde{Y})$ может быть выполнено с использованием ряда Грамма-Шарлье. Первый член ряда является функцией нормального распределения $\mathbf{F_0}$, второй и третий ($\boldsymbol{\varphi}^{(2)}$ и $\boldsymbol{\varphi}^{(3)}$) - производными от функции нормального распределения, взятыми с соответствующими коэффициентами **S** и **E**, и позволяющими учесть это отличие:

$$p(\tilde{Y}) = F_0(\gamma) - \frac{1}{6} S\varphi^{(2)}(\gamma) + \frac{1}{24} E\varphi^{(3)}(\gamma) \qquad (3.28)$$

где $\gamma = \dfrac{\bar{\sigma}_T - \bar{\sigma}_{np}}{\sqrt{\hat{\sigma}_{np} + \hat{\sigma}_T}}$ - характеристика надежности, введенная А.Р.Ржаницыным (индекс надежности по С. А. Корнеллу); $\bar{\sigma}_T, \bar{\sigma}_{np}$ - математические ожидания предела текучести и приведенных напряжений при плоском напряженном состоянии; $\hat{\sigma}_T, \hat{\sigma}_{np}$ - дисперсии величин.

Величина $\bar{\sigma}_{np}$ может быть определена на основе известной формулы определения приведенных напряжений для случая плоского напряженного состояния, путем ее разложения в ряд Тейлора по параметрам действующих усилий N_x, N_y, N_z и толщине элемента t, а дисперсия $\hat{\sigma}_{np}$ - как центральный момент второго порядка.

Все эти достоинства дают основание рекомендовать мембранные покрытия для дальнейшего широкого использования в гражданских и промышленных зданиях с круглым и эллиптическим планом диаметром 200 м и более, (особенно для тех объёмно-планировочных решений, где необходимо повышение периферийных зон по отношению к центральной части), а также на прямоугольном плане с длиной стороны до 70-80 м.

В настоящее время ещё не создано однозначной методики расчёта мембранных висячих покрытий над трибунами стадионов на эллиптическом плане с большим вырезом. Поэтому данная работа направлена на изучение НДС такого рода покрытий, а также выбора оптимальных параметров покрытия, и создания методики инженерного расчёта рассматриваемого вида конструкций.

3.3.1. Система безразмерных пространственно-жесткостных параметров[*]

В настоящее время на кафедре «Теоретической и прикладной механики ДонНАСА» [18] получены безразмерные параметры для пространственно-стержневого покрытия на эллиптическом плане с внутренним опорным контуром, имеющим кривизну в двух плоскостях, которые служат для исследования зависимостей безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния от безразмерных пространственно-жесткостных

[*] при написании раздела использованы материалы кандидатской диссертации к.т.н. Ю.В. Сивоконь

параметров конструкции. Мало изученной на данный момент остается приближенная методика расчета и проектирования мембранных конструкций покрытия на эллиптическом плане. В общем виде решения задачи для мембранных сооружений с вырезом нет.

Аналитически можно предварительно получить систему безразмерных параметров, которые влияют на НДС конструкции и в дальнейшем позволят провести численный эксперимент.

Уравнения равновесия [12, 30] для случая моментной оболочки положительной Гауссовой кривизны при условии линейной связи между деформациями и перемещениями сформулированы следующим образом:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial T_1}{\partial x}+\frac{\partial S}{\partial y}-\frac{\partial q_x^{кн}}{\partial x}=0, \quad \frac{\partial T_2}{\partial y}+\frac{\partial S}{\partial x}-\frac{\partial N_{кн}}{\partial y\cdot b_{кн}}=0, \\ &T_1\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}+T_2\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}-\frac{\partial q_z^{кн}}{\partial x}-\frac{\partial q_z^{кн}}{\partial y}=0, \quad \frac{\partial M_1}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{\partial M_x^{кн}}{\partial x\partial y}=0, \end{aligned}\right\} \tag{3.29}$$

На основе их использования была получена следующая система безразмерных пространственно-жесткостных параметров [18]:

$$\overline{D}_1=\frac{E\cdot I_x^{прив}\cdot a\cdot b_1^4+E\cdot I_x\cdot a_1\cdot b^4}{E\cdot t^*\cdot b^4\cdot b_1^4}, \quad \overline{D}_2=\frac{a^2}{b^2}+\frac{a_1^2}{b_1^2}, \quad \overline{D}_3=\frac{\overline{w}\cdot a_1^2\cdot f}{(t^*)^2},$$

$$\overline{D}_4=\frac{E\cdot I_y\cdot b}{E\cdot (t^*)^3\cdot R_2^2}, \quad \overline{D}_5=\frac{E\cdot I_y\cdot b}{E\cdot (t^*)^3\cdot a^2}, \quad \overline{D}_6=\frac{a^2}{b^2}. \tag{3.30}$$

При этом в данной системе параметров не была учтена продольная жесткость внешнего и внутреннего контура, что является важной характеристикой для мембранной оболочки и является предметом исследования данной работы.

Выведем безразмерные параметры, учитывающие продольную жесткость внешнего и внутреннего контура.

В связи с этим рассмотрим следующие уточнения: уравнения равновесия в перемещениях имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} EF\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}&=B\cdot\frac{1-\mu}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial y}-2\cdot s\cdot w\right) \\ EF\cdot\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}&=B\cdot\frac{1-\mu}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}-2\cdot s\cdot w\right) \end{aligned} \tag{3.31}$$

где $s=\dfrac{\partial^2 f(x,y)}{\partial x\partial y}$, а $f(x,y)=h\left(1-\dfrac{x^2}{a^2}+\dfrac{y^2}{b^2}\right)$ - функция поверхности оболочки (h - провис в центре оболочки) для эллиптического параболоида. Здесь $B=\dfrac{E\cdot t}{1-\mu^2}$.

Для внешнего опорного контура слагаемое $w=0$ ввиду опорных закреплений, и для обоих контуров:

$$s=\frac{\partial^2 f(x,y)}{\partial x\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(-2\cdot h\cdot\frac{y}{b^2}\right)=0$$

тогда слагаемое $2\cdot s\cdot w$ обращается в ноль для обоих контуров.

Используя соотношения теории упругости и безразмерные координаты, которые получаем при следующих граничных условиях:

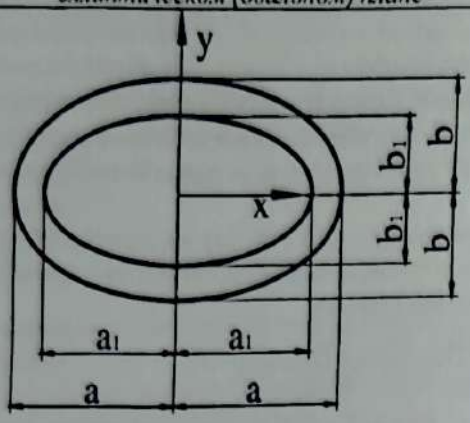


Рис. 3.58. Граничные условия для безразмерных координат

Для внешнего опорного контура: $x_{max}=a_1$, $x_{min}=-a_1$, $y_{max}=b_1$, $y_{max}=-b_1$. И переход к безразмерным параметрам: $x=\xi\cdot a$, $y=\eta\cdot b$, где ξ и η - безразмерные координаты. Аналогично для внутреннего опорного контура: $x_{max}=a$, $x_{min}=-a$, $y_{max}=b$, $y_{max}=-b$, $x=\xi\cdot a_1$, $y=\eta\cdot b_1$. Относительные перемещения для внешнего опорного контура: $\bar{u}=\frac{u\cdot a}{t^2}$, $\bar{v}=\frac{v\cdot b}{t^2}$, $\bar{w}=\frac{w}{t}$; для внутреннего опорного контура: $\bar{u}=\frac{u\cdot a_1}{t^2}$, $\bar{v}=\frac{v\cdot b_1}{t^2}$, $\bar{w}=\frac{w}{t}$. Далее переходим к безразмерным координатам и, делая некоторые преобразования, получаем:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}=\frac{\frac{t^2}{b}\partial^2\bar{v}}{b^2\partial\eta^2}=\frac{t^2}{b^3}\frac{\partial^2\bar{v}}{\partial\eta^2},\ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}=\frac{\frac{t^2}{a}\partial^2\bar{u}}{a^2\partial\xi^2}=\frac{t^2}{a^3}\frac{\partial^2\bar{u}}{\partial\xi^2} \tag{3.32}$$

$$\frac{\partial v}{\partial x}=\frac{\frac{t^2}{b}\partial\bar{v}}{a\partial\xi}=\frac{t^2}{ab}\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi},\ \frac{\partial u}{\partial y}=\frac{\frac{t^2}{a}\partial\bar{u}}{a\partial\eta}=\frac{t^2}{ab}\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.33}$$

$$B\frac{1-\mu}{2}=\frac{Et}{1-\mu^2}\frac{1-\mu}{2}=\frac{Et}{2(1-\mu)} \tag{3.34}$$

В результате преобразований, получаем следующие дополнительные уравнения (3.36) и (3.38) для внутреннего опорного контура и (3.35) и (3.37) для внешнего:

$$E\cdot F\cdot\frac{2\cdot a\cdot(1+\mu)}{b^2\cdot E\cdot t}\cdot\frac{\partial^2\bar{v}}{\partial\eta^2}=\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi}+\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.35}$$

$$E\cdot F_{ш}\cdot\frac{2\cdot a_1\cdot(1+\mu)}{b_1^{\,2}\cdot E\cdot t}\cdot\frac{\partial^2\bar{v}}{\partial\eta^2}=\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi}+\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.36}$$

$$E\cdot F\cdot\frac{2\cdot b\cdot(1+\mu)}{a^2\cdot E\cdot t}\cdot\frac{\partial^2\bar{u}}{\partial\xi^2}=\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi}+\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.37}$$

$$E\cdot F_{ш}\cdot\frac{2\cdot b_1\cdot(1+\mu)}{a_1^{\,2}\cdot E\cdot t}\cdot\frac{\partial^2\bar{u}}{\partial\xi^2}=\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi}+\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.38}$$

И затем, складывая уравнения (3.35) и (3.36), (3.37) и (3.38) получаем окончательные уравнения:

$$\frac{E\cdot F\cdot a\cdot b_1^2+E\cdot F_{m}\cdot a_1\cdot b^2}{E\cdot t\cdot b^2\cdot b_1^2}\cdot(1+\mu)\cdot\frac{\partial^2\bar{v}}{\partial\eta^2}=\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi}+\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.39}$$

$$\frac{E\cdot F\cdot b\cdot a_1^2+E\cdot F_{m}\cdot b_1\cdot a^2}{E\cdot t\cdot a^2\cdot a_1^2}\cdot(1+\mu)\cdot\frac{\partial^2\bar{u}}{\partial\xi^2}=\frac{\partial\bar{v}}{\partial\xi}+\frac{\partial\bar{u}}{\partial\eta} \tag{3.40}$$

откуда и выделяем безразмерные параметры, устанавливаем продольную жесткость внутреннего и внешнего опорных контуров в отношении к их геометрическим параметрам.

$$\frac{E\cdot F\cdot a\cdot b_1^2+E\cdot F_{m}\cdot a_1\cdot b^2}{E\cdot t\cdot b^2\cdot b_1^2}=\bar{F}_1 \tag{3.41}$$

$$\frac{E\cdot F\cdot b\cdot a_1^2+E\cdot F_{m}\cdot b_1\cdot a^2}{E\cdot t\cdot a^2\cdot a_1^2}=\bar{F}_2 \tag{3.42}$$

Теперь, имея зависимости безразмерных параметров (3.43):

$$\bar{D}_1=\frac{E\cdot I_z^{mem}\cdot a\cdot b_1^4+E\cdot I_z\cdot a_1\cdot b^4}{E\cdot t^*\cdot b^4\cdot b_1^4},\ \bar{D}_2=\frac{a^2}{b^2}+\frac{a_1^2}{b_1^2},$$

$$\bar{D}_3=\frac{\bar{w}\cdot a_1^2\cdot f}{\left(t^*\right)^2},\ \bar{D}_4=\frac{E\cdot I_y\cdot b}{E\cdot\left(t^*\right)^3\cdot R_2^2},$$

$$\bar{D}_5=\frac{E\cdot I_y\cdot b}{E\cdot\left(t^*\right)^3\cdot a^2},\ \bar{D}_6=\frac{a^2}{b^2},\ \bar{F}_1=\frac{E\cdot F\cdot a\cdot b_1^2+E\cdot F_{m}\cdot a_1\cdot b^2}{E\cdot t\cdot b^2\cdot b_1^2}, \tag{3.43}$$

$$\bar{F}_2=\frac{E\cdot F\cdot b\cdot a_1^2+E\cdot F_{m}\cdot b_1\cdot a^2}{E\cdot t\cdot a^2\cdot a_1^2}.$$

можно провести численный эксперимент.

На основании анализа уравнений (3.43) было установлено, что наиболее значимыми характеристиками для мембранных оболочек являются продольная жесткость внешнего и внутреннего опорных контуров, изгибная жесткость в вертикальной плоскости внутреннего опорного контура, размеры выреза; безразмерные параметры $\bar{D}_1$, $\bar{D}_3$, $\bar{F}_1$, $\bar{F}_2$. При предварительном исследовании расчетных схем (зависимость безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений от параметров $\bar{F}_1$ и $\bar{F}_2$ показана на рис. 3.59) на влияние параметров $\bar{F}_1$ и $\bar{F}_2$. было выяснено, что степень влияния этих параметров практически одинакова и для численного эксперимента можно исследовать зависимости только от параметра $\bar{F}_1$. При сравнении степени влияния параметров $\bar{D}_1$, $\bar{D}_3$, $\bar{F}_1$, было выяснено, что наиболее влияющим, оказался параметр $\bar{F}_1$ [23, 24, 63-65] что значительно отличается от выпуклой стержневой оболочки, где значимыми были параметры $\bar{D}_1$ и $\bar{D}_4$ [18].

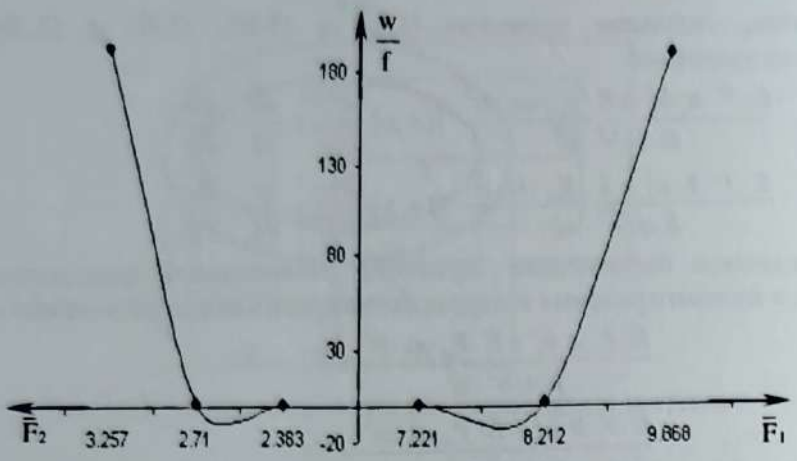


Рис. 3.59. Графики зависимости соотношения наибольшего вертикального перемещения к стреле провиса от безразмерных параметров $\bar{F}_1$ и $\bar{F}_2$

Это влияние может быть объяснено тем, что мембранная оболочка является безмоментной и наиболее влияющие на нее параметры $\bar{F}_1 = \frac{E \cdot F \cdot a \cdot b_1^2 + E \cdot F_{кп} \cdot a_1 \cdot b^2}{E \cdot t \cdot b^2 \cdot b_1^2}$ и $\bar{F}_2 = \frac{E \cdot F \cdot b \cdot a_1^2 + E \cdot F_{кп} \cdot b_1 \cdot a^2}{E \cdot t \cdot a^2 \cdot a_1^2}$, зависят от продольной жесткости внешнего и внутреннего опорных контуров. Следовательно, при проведении численного эксперимента можно варьировать параметром $\bar{F}_1$.

В результате численного эксперимента были получены зависимости между безразмерными пространственно-жесткостными параметрами и параметрами НДС рассматриваемой конструкции. Графики этих зависимостей для нагружения «собственный вес + снеговая нагрузка, равномерно распределенная по всему покрытию» приведены ниже.

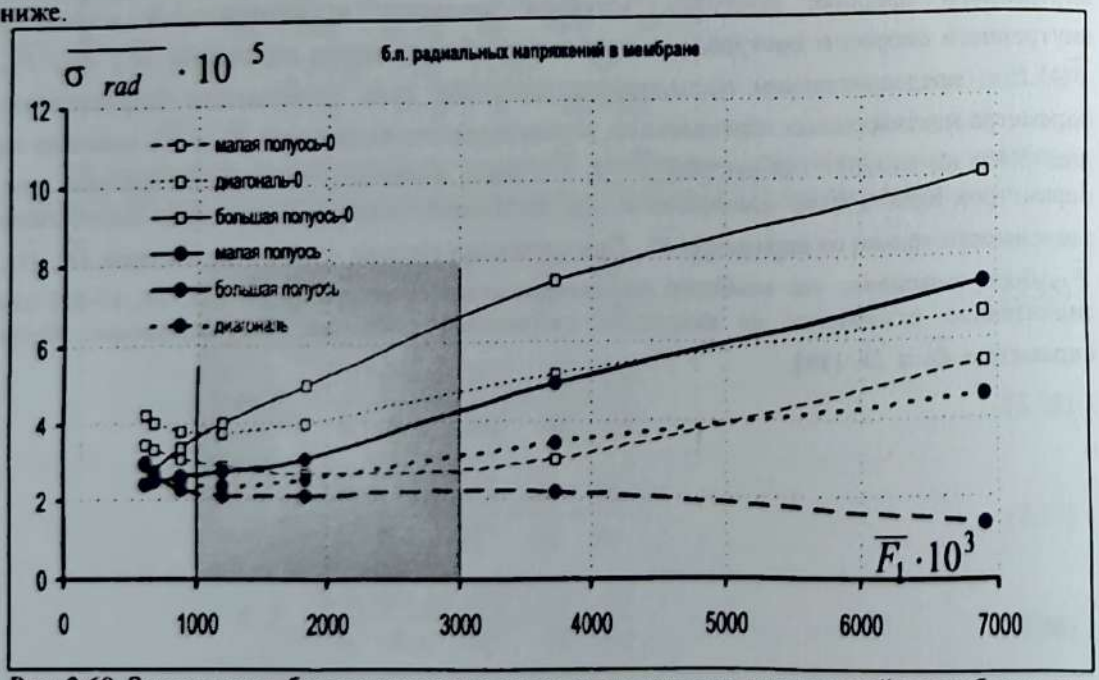


Рис. 3.60. Зависимость безразмерного параметра радиальных напряжений в мембране от безразмерного параметра $\bar{F}_1 \cdot 1000$

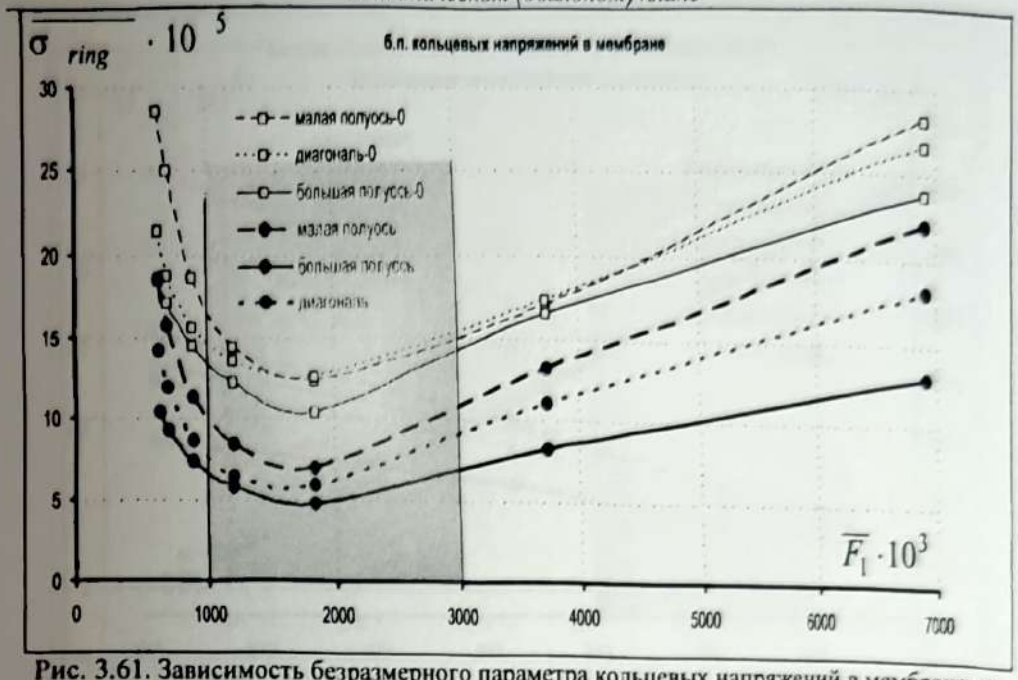


Рис. 3.61. Зависимость безразмерного параметра кольцевых напряжений в мембране от безразмерного параметра $\overline{F}_1 \cdot 1000$

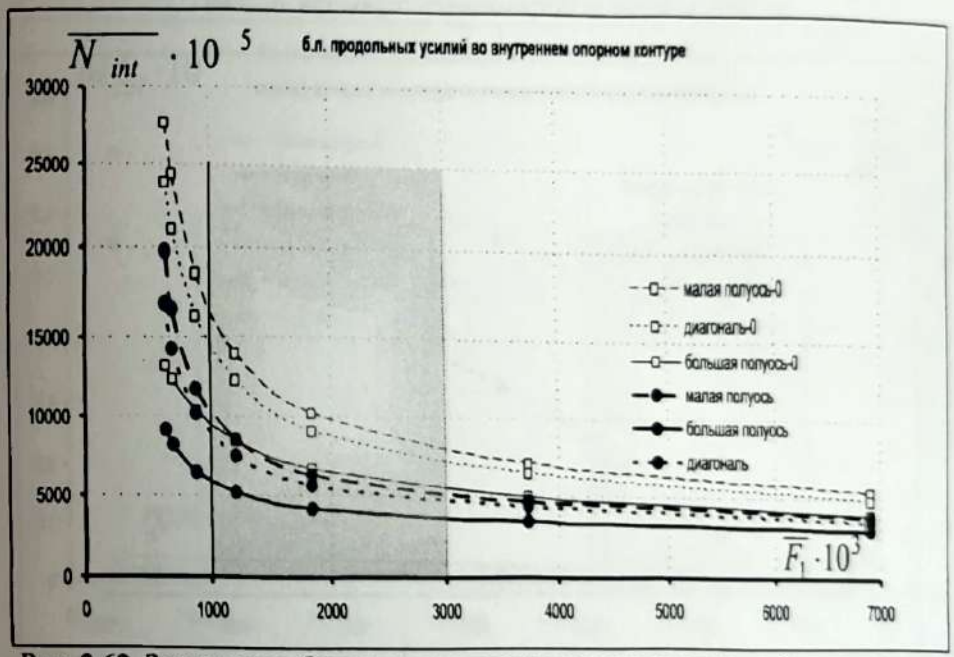


Рис. 3.62. Зависимость безразмерного параметра продольных усилий во внутреннем опорном контуре от безразмерного параметра $\overline{F}_1 \cdot 1000$

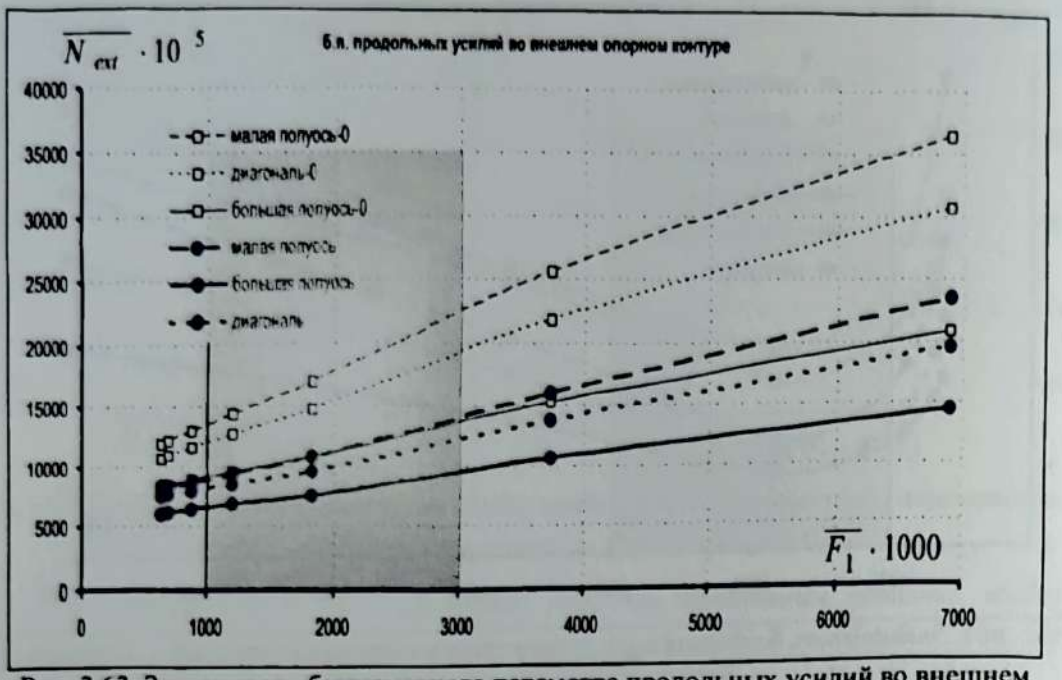


Рис. 3.63. Зависимость безразмерного параметра продольных усилий во внешнем опорном контуре от безразмерного параметра $\overline{F_1} \cdot 1000$

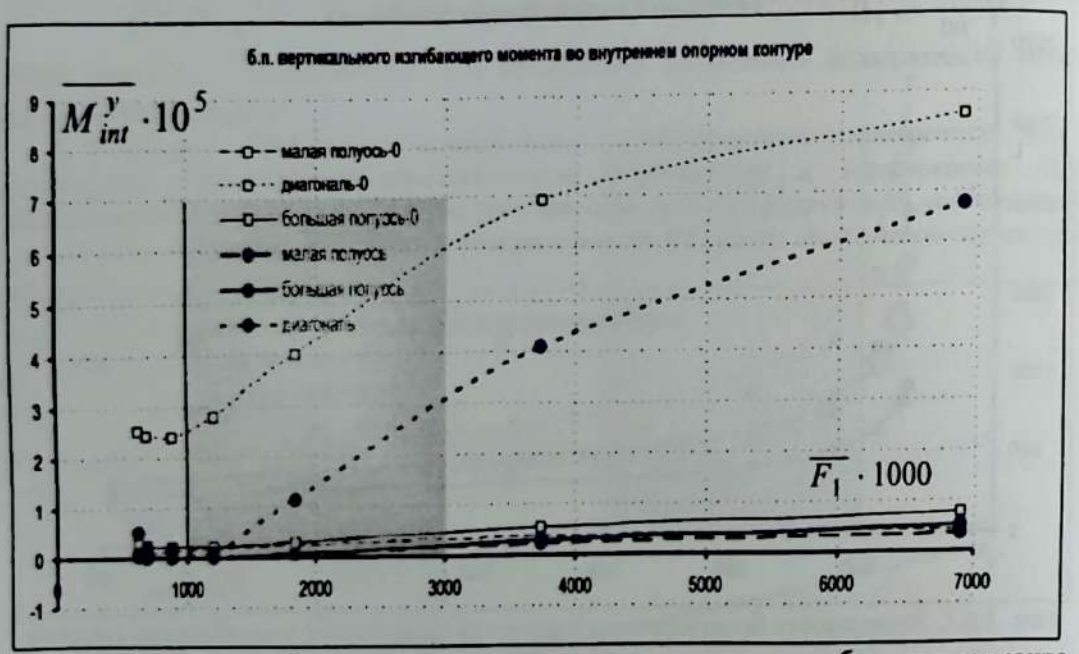


Рис. 3.64. Зависимость безразмерного параметра вертикального изгибающего момента во внутреннем опорном контуре от безразмерного параметра $\overline{F_1} \cdot 1000$

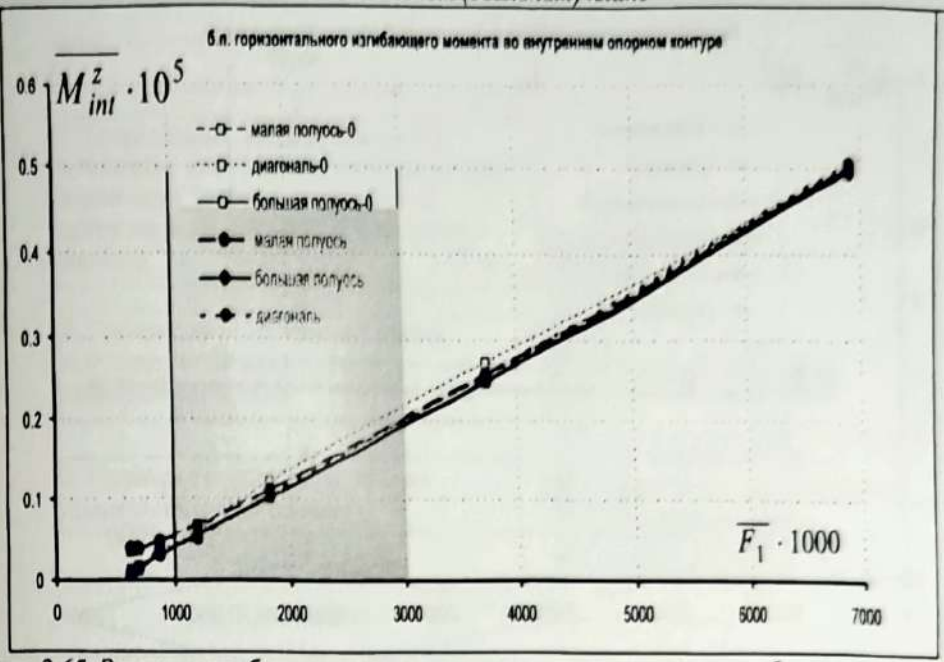


Рис. 3.65. Зависимость безразмерного параметра горизонтального изгибающего момента во внутреннем опорном контуре от безразмерного параметра $\overline{F}_1 \cdot 1000$

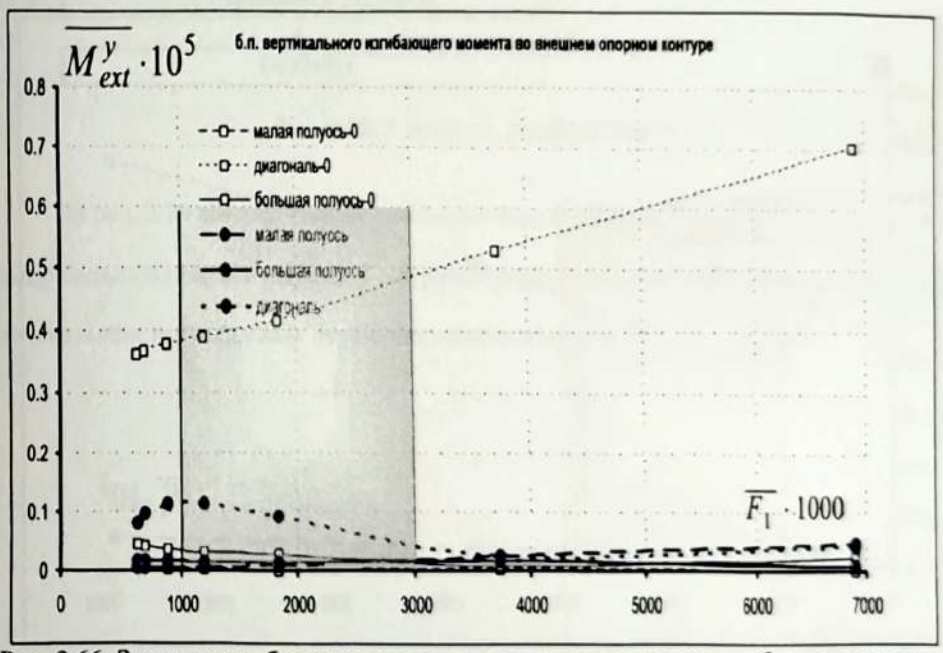


Рис. 3.66. Зависимость безразмерного параметра вертикального изгибающего момента во внешнем опорном контуре от безразмерного параметра $\overline{F}_1 \cdot 1000$

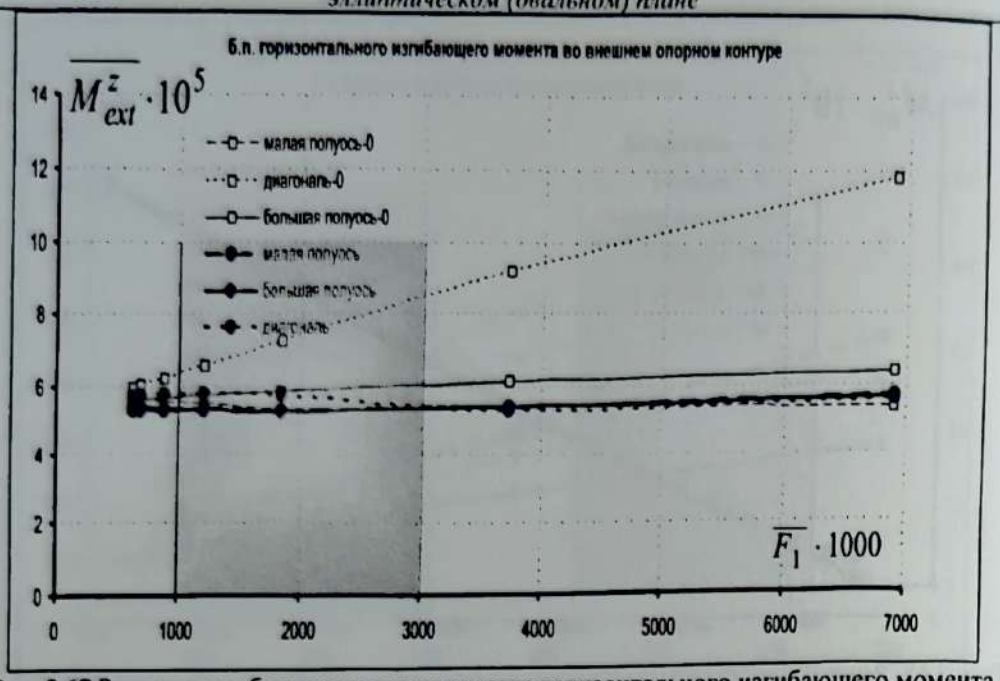


Рис. 3.67 Зависимость безразмерного параметра горизонтального изгибающего момента во внешнем опорном контуре от безразмерного параметра $\overline{F}_1 \cdot 1000$

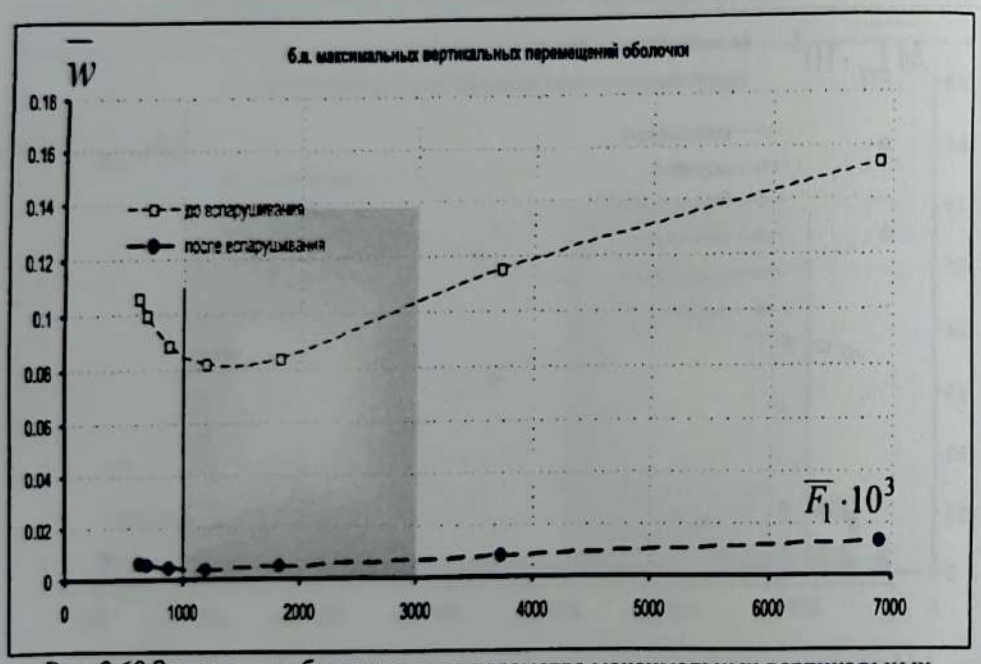


Рис. 3.68 Зависимость безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений оболочки от безразмерного параметра $\overline{F}_1 \cdot 1000$

• - серым цветом на графиках выделена область рациональных проектных решений параметра $\overline{F_1}$

3.3.2. Определение рациональной геометрии покрытия

Для отыскания рациональной конструктивной формы покрытия использовался метод "вспарушивания". Последовательными приближениями, за счет корректировки исходной геометрии на величину перемещений, полученных на предыдущем этапе расчета, определялась геометрическая форма, позволяющая минимизировать величины вертикальных перемещений внутреннего опорного контура и уменьшить радиальные и кольцевые напряжения в мембране. Алгоритм «вспарушивания» приведен на рис. 3.69.

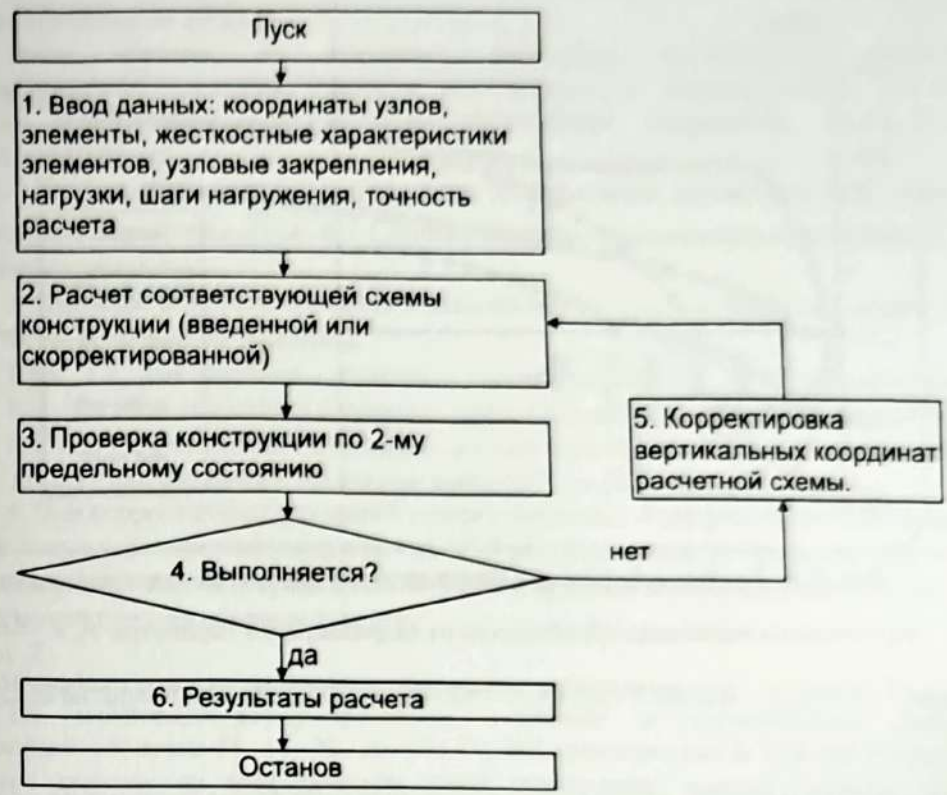


Рис. 3.69. Алгоритм „вспарушивания"

На рис. 3.70 показан график изменения безразмерного параметра $\overline{F_3} = \frac{f}{2 \cdot a_1}$, где a_1 - размер большой полуоси выреза, f - стрела провиса оболочки от безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений оболочки $\overline{w} = \frac{w}{f}$.

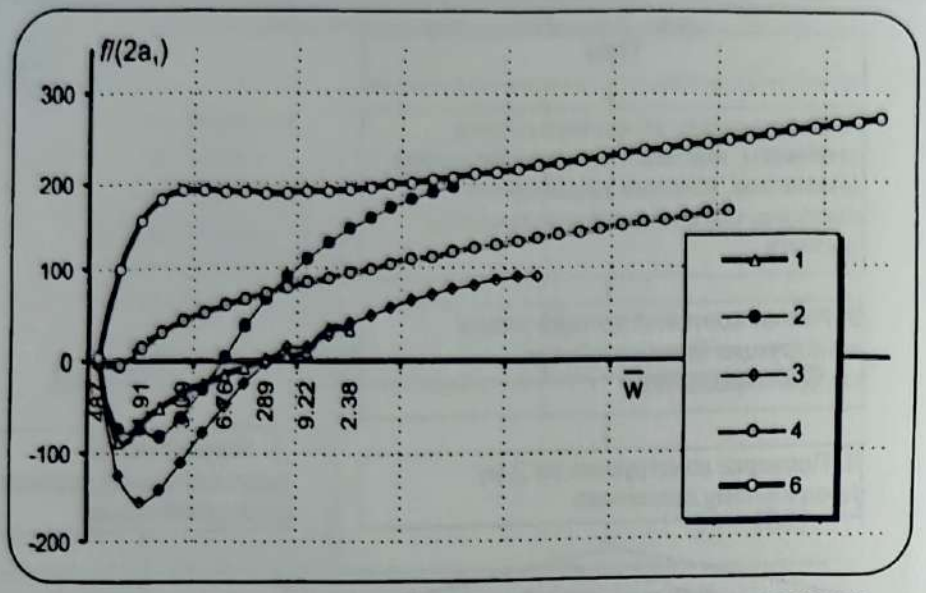


Рис. 3.70. График зависимости безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений оболочки от безразмерного параметра $\overline{F_3} = \frac{f}{2 \cdot a_1}$:

при 1 - 41,7%, 2 - 42,8%, 3 - 52,9%, 4 - 63,4%, 5 - 70% площади покрытия стадиона

На рис. 3.71 показано, как изменяется геометрическая форма внутреннего опорного контура в результате «вспарушивания».

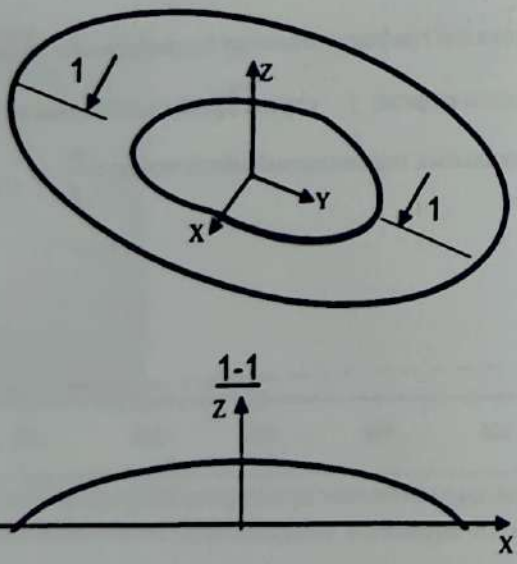


Рис. 3.71. Аксонометрия и вертикальная проекция «вспарушенного» внутреннего опорного контура

В результате «вспарушивания» аналогично снижению максимальных вертикальных перемещений w в 3-5 раз, за счет пространственной работы мембранной оболочки конструкции происходит выравнивание напряжений по поверхности оболочки (своеобразная «оптимизация» ее напряженно-деформированного состояния, позволяющая как показывают результаты численных экспериментов, снизить радиальные и кольцевые

напряжения в мембране в среднем на 30-50%, продольные усилия во внутреннем опорном контуре в среднем на 20%).

Таким образом, на основании численных исследований напряженно-деформированного состояния системы, выполненных с использованием уточненной системы безразмерных пространственно-жесткостных параметров, можно сделать следующие выводы:

1. Наибольшее влияние на изменение безразмерных параметров НДС оказывают безразмерные параметры $\overline{F_1}$ и $\overline{F_2}$. Степень влияния безразмерных параметров $\overline{F_1}$ и $\overline{F_2}$. практически одинакова.

2. Наиболее оптимальная область использования безразмерного параметра $\overline{F_1}$, как видно из представленных графиков:

- 0.85…1.8 - для оболочек с площадью, составляющей 42%...49% площади стадиона;
- 0.9…1.9 - для оболочек с площадью, составляющей 50%-60% площади стадиона;
- 0.95…2 - для оболочек с площадью, составляющей 61%-65% площади стадиона,
- 1…2.3 - для оболочек с площадью выше 65% до 70% площади стадиона.

3. При корректировке расчетной схемы с помощью «вспарушивания» максимальные вертикальные перемещения уменьшаются в 3-5 раз, радиальные и кольцевые напряжения в мембране уменьшаются в среднем на 30-50%, в среднем на 20% снижаются продольные усилия во внутреннем опорном контуре.

3.3.3. Методика оптимального проектирования покрытия

На напряженно-деформированное состояние и экономические показатели мембранной оболочки [4, 16, 22, 20, 21, 79, 80] положительной гауссовой кривизны с большим вырезом на эллиптическом плане существенно влияют толщина оболочки, размеры сечения опорного контура и начальная стрела провиса оболочки (рис. 3.72.)

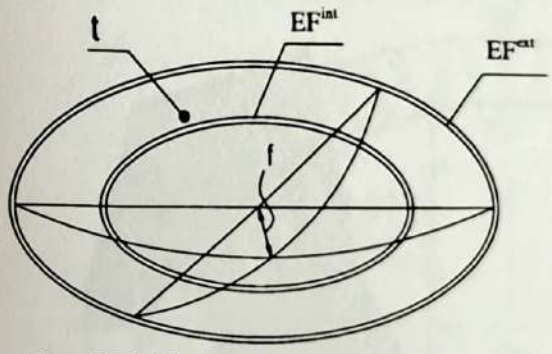


Рис. 3.72. Конструктивная схема покрытия

Для оптимизации рассматриваемой оболочки может быть применена приближенная методика определения безразмерных параметров НДС на основе их зависимостей, алгоритм которой приведен ниже.

В качестве критерия оптимальности можно принять толщину t мембранной оболочки, величину максимальных вертикальных перемещений и т.д. Основными параметрами, влияющими на толщину, а, следовательно, и материалоемкость конструкции, являются продольная жесткость внутреннего опорного контура, продольная жесткость внешнего опорного контура и стрела провиса.

Как показали результаты численного эксперимента, при не соблюдении соотношения $EF^{int} / EF^{ext} = k = 0.75…0.95$ повышается деформативность оболочки в вертикальной плоскости. Следовательно, продольные жесткости внешнего и внутреннего опорного контуров можно связать соотношением $EF^{int} / EF^{ext} = k$, где $k \in [0.75...0.95]$.

При расчете оболочки рекомендуется использовать следующие конструктивные ограничения: $t = 2 \div 6$ мм, $f = (1/20 \div 1/40)L$ [4], $F_{опоры} = (0.8....1.2) \cdot 0.056$ м², $\overline{F_1} \in [1....3]$ (здесь t – толщина мембранной оболочки в отличие от t^* - приведенной толщины мембранной оболочки, учитывающей материалоемкость элементов постели).

Задачу оптимизации можно сформулировать в терминах математического программирования, как требование определить оптимальные параметры X_i^*, при которых целевая функция $f(X_i)$ достигнет экстремального значения (минимума) в области допустимых значений, представленных в виде неравенств:

$L_i \le x_i \le U_i$, при $i = 1...n$ (3.44)

$g_j(X) \le b_j$, при $j = 1...m$ (3.45)

Здесь в формуле (3.44) представлены явные ограничения переменных, от которых зависит целевая функция, в формуле (3.45) - неявные ограничения. Здесь везде имеется в виду, что $X = \begin{Bmatrix} x_1 \\ : \\ x_n \end{Bmatrix}$ - вектор - столбец n переменных, от которых зависит целевая функция, m - количество неявных ограничений.

По методике расчета В.И. Трофимова, П.Г. Еремеева [30] для мембранной оболочки на круглом плане диаметром 30 м были проведены попытки оптимизации функции прогиба f от толщины t и продольной жесткости EF внешнего опорного контура [62, 86]. В качестве критерия оптимальности принимался прогиб мембранной оболочки в центре покрытия. Основными параметрами, влияющими на прогиб, являются продольная жесткость опорного контура и максимальная стрела провиса. Поэтому эти параметры принимались в качестве варьируемых. При расчете [44, 45, 54, 92] оболочки рекомендуется использовать следующие ограничения: $t = 2 \div 6$ мм, $f = (1/20 + 1/40)L$, $\bar{k} = 2.4 \div 2.6$ [4].

Как показал анализ объемного графика функции прогиба (рис. 3.73-3.74), эта функция является ступенчатой и, следовательно, обычные методы оптимизации для функций с несколькими переменными к ней применить затруднительно.

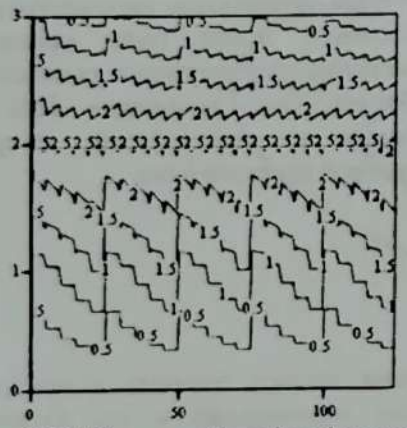


Рис. 3.73. Контурный график функции прогибов по методике В. И. Трофимова, П. Г. Еремеева в зависимости от t и EF

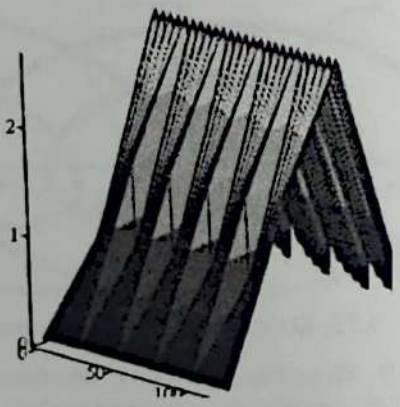


Рис. 3.74. Объемный график функции прогибов по методике В.И. Трофимова, П.Г. Еремеева в зависимости от t и EF

Оптимальное решение для такой функции можно найти путем перебора значений функции в области, для которой выполняются ограничения с заданным шагом ее аргументов. Этот способ имеет недостаток – малую точность.

Воспользуемся функциональными зависимостями безразмерных параметров НДС оболочки от безразмерного пространственно-жесткостного параметра $\overline{F_1}$. Зададим целевую функцию в виде зависимости безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений оболочки в зависимости от безразмерного параметра $\overline{F_1}$:

$$\overline{w} = \overline{w}\left(\overline{F_1}\right) \tag{3.46}$$

Как показали результаты численного эксперимента, графики которого приведены в разделе 3.3.1, при уменьшении вертикальных перемещений, например путем «вспарушивания», уменьшаются значения большинства параметров НДС оболочки (напряжений и усилий), следовательно, минимизировав функцию (3.46) можно добиться еще и уменьшения остальных параметров НДС.

Значения параметра оптимизации $\overline{F_1}$ ограничиваются областью допустимых проектных решений (3.47):

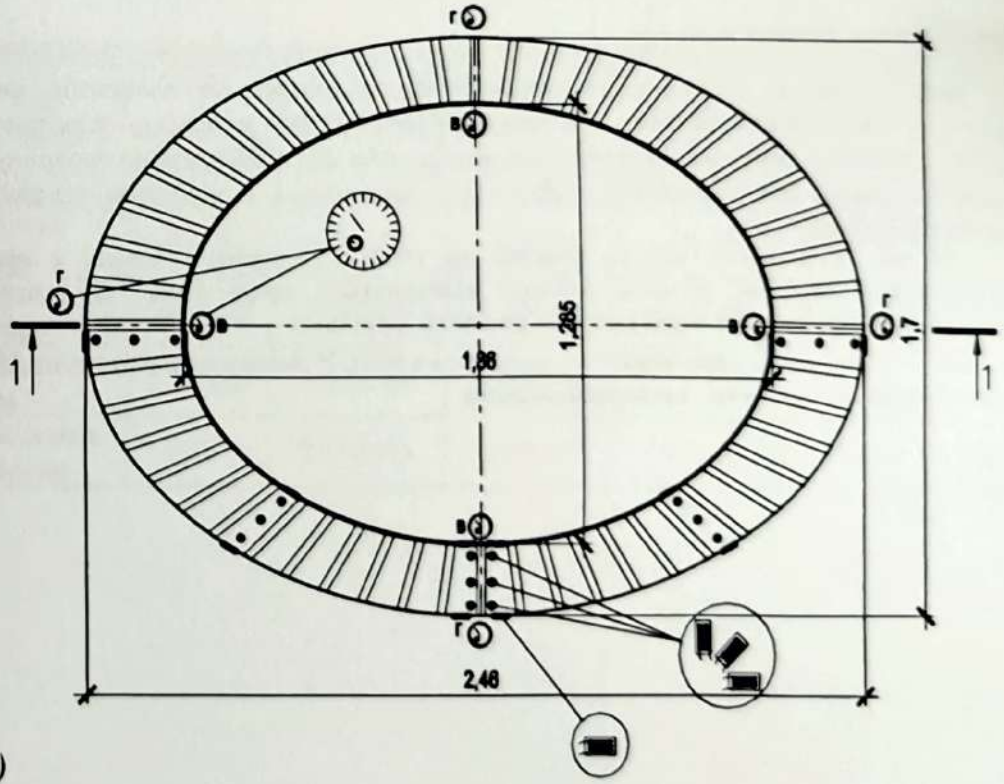
$$\overline{F_1} \in [1...3] \tag{3.47}$$

Для решения подобной задачи удобно воспользоваться опцией «поиск решения» в пакете MS Excel, аналогично можно использовать для этого любые доступные математические программы, такие как MathCAD, MathLab и т.д.

Опция «поиск решения» позволяет так же оптимизировать функции нескольких переменных с учетом заданных явных ограничений.

3.3.4. Результаты экспериментальных исследований на модели на действие статических нагрузок

Конструкция модели. Для проведения экспериментальных исследований изготовлена крупномасштабная модель стационарного покрытия над трибунами стадиона, размеры которой в плане составили 2a x 2b = 2.46 x 1.7 м, со стрелой подъёма f = 88 мм. Общие размеры модели спроектированы в соответствии с размерами трибун ЦС «Шахтер» в г. Донецке.



а)

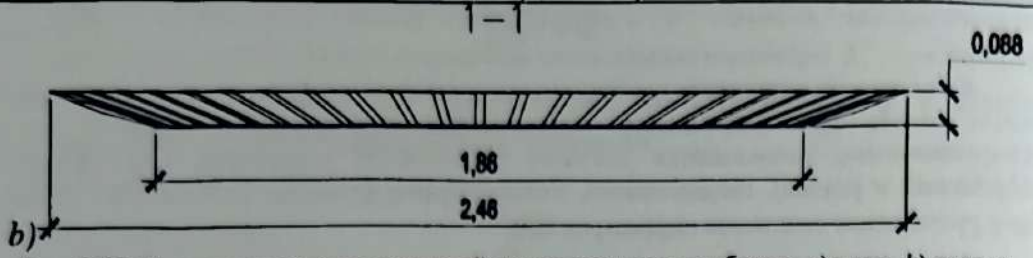


Рис. 3.75. Схема модели с расстановкой измерительных приборов: *а*) план, *b*) разрез

Объектом исследования является пространственная мембранная оболочка положительной Гауссовой кривизны с поверхностью в виде эллиптического параболоида:

$$z(x,y) = f \cdot \left(1 - \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2}\right)^{3/2}\right).$$

Система масштабных коэффициентов, используемых при переходе расчетной схемы покрытия в натуральную величину к модели, имеет вид:

Основные: по линейным размерам $m_l = \frac{l'}{l}$, по модулю упругости $m_E = \frac{E'}{E}$.

Производные: $m_F = m_l^2$, $m_I = m_l^4$, $m_q = m_E m_l$, $m_\sigma = m_E$ [77].

Общий вид модели в процессе испытаний показан на рис. 3.78.

При моделировании использован принцип прямого геометрического подобия с масштабным коэффициентом $m_l = \frac{1}{100}$. Поперечное сечение основных несущих элементов, подобрано исходя из гипотез прямого геометрического подобия с коэффициентом подобия $m_l = \frac{1}{100}$.

Для уточнения фактических жесткостных характеристик элементов модели выполнены исследования физико-механических характеристик материала (пластика). На рис. 3.77 приведена диаграмма растяжения в координатах $P, \Delta l$. Испытания проводились с помощью машины для растяжения, деформации измерялись с помощью тензометров Гугенбергера с базой 2 см.

Из рис. 3.76 видно, что на участке до 1500 Н диаграмма близка к прямой, следовательно, на этом участке должен выполняться закон Гука. В результате аппроксимации графика на этом участке линейной функцией $y = 120.73 + 33.24 \cdot x$, где y – усилие в Н, x – деформация в мм, коэффициент корреляции $r = 0.994$. В диапазоне нагрузок до 1500 Н пластик можно использовать для моделирования.

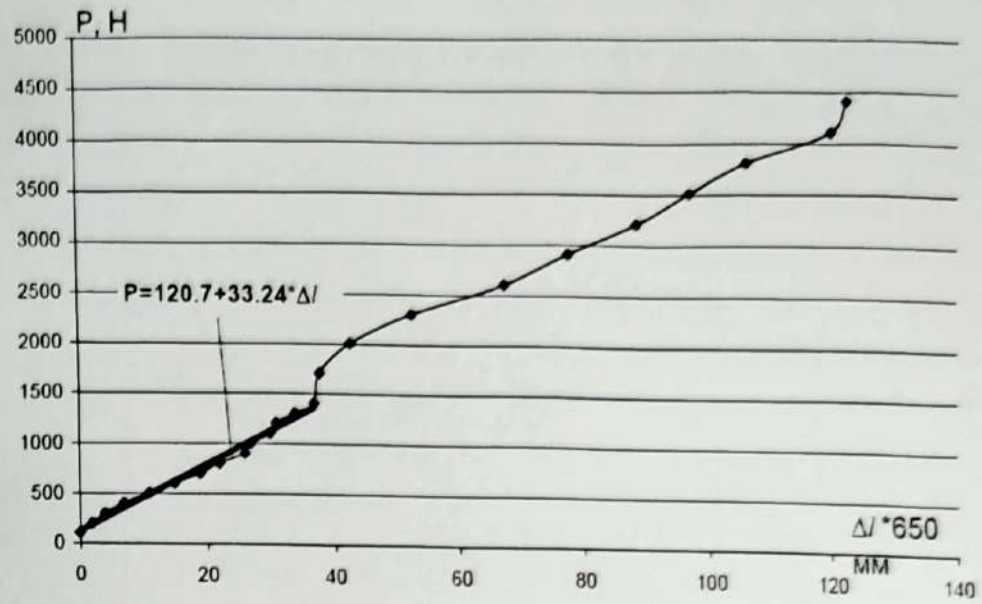


Рис. 3.76. Диаграмма растяжения пластика ПВХ (здесь K=650 коэффициент увеличения тензометра)

Модуль упругости пластика $E_{pl} = 2.43 \cdot 10^9\ Па$, коэффициент Пуассона $\mu_{pl} = 0.392$.

В таблице 3.8. приведены геометрические характеристики площадей сечений основных несущих элементов, вычисленные на основе приведенных выше результатов.

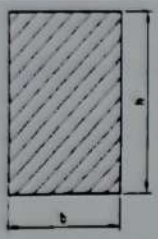
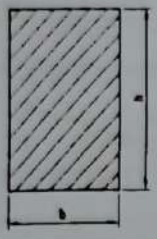
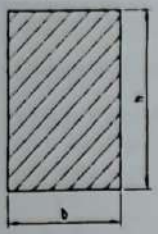
Таблица 3.8.

Геометрические характеристики площадей сечений основных несущих элементов

Тип элемента	Жесткость элементов объекта исследования			Жесткость элементов модели		
	F, см^2	I_y, см^4	I_z, см^4	F, см^2	I_y, см^4	I_z, см^4
мембрана	t = 2 мм			t = 0.2 мм		
Внешний контур	6.62E-02	2.05E-02	7.78E-04	6.62E-06	2.05E-10	7.78E-12
Внутренний контур	5.63E-02	2.38E-02	5.32E-02	5.63E-06	2.38E-10	5.32E-10
Кольцевые рёбра	2.73E-03	1.72E-06	2.46E-04	-	-	-
Радиальные элементы	2.67E+01	2.11E+03	1.51E+02	2.67E-03	2.11E-05	1.51E-06

Таблица 3.9.

Площади сечений основных элементов модели

Тип элемента	Внешний опорный контур	Внутренний опорный контур	Радиальные элементы	мембрана
Эскиз поперечного сечения элемента				
Генеральные размеры	h=2 мм b=4 мм	h=6 мм b=10 мм	h=1 мм b=27 мм	t=0.2 мм

В плане опорные контуры описаны по эллипсу с полуосями, составляющими для внешнего опорного контура a = 1230 мм, b = 850 мм, для внутреннего опорного контура - a = 930 мм, b = 643 мм. Шаг радиальных ребер по внешнему опорного контура составляет 125 мм и по внутреннему опорному контуру – 95 мм.

- Сопряжение элементов модели выполнено следующим образом:
- мембраны с внутренним опорным контуром – шарнирное;
- мембраны с внешним опорным контуром – шарнирное;
- радиальных элементов с внутренним и внешним опорным контуром – шарнирное;
- колонн с внешним опорным контуром – шарнирное, колонн с испытательным столом – жесткое.

Внешнее закрепление модели моделируется опиранием колонн на испытательный стол. Материал внешнего и внутреннего опорных контуров, мембраны, радиальных элементов – пластик ПВХ, материал колонн – древесина.

а)

b)

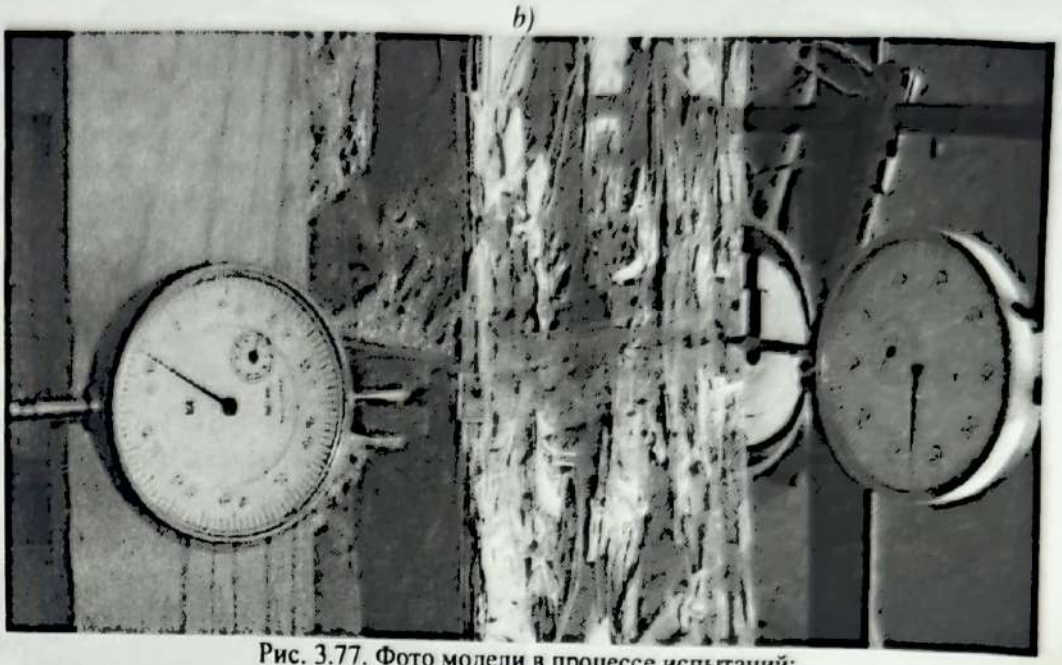
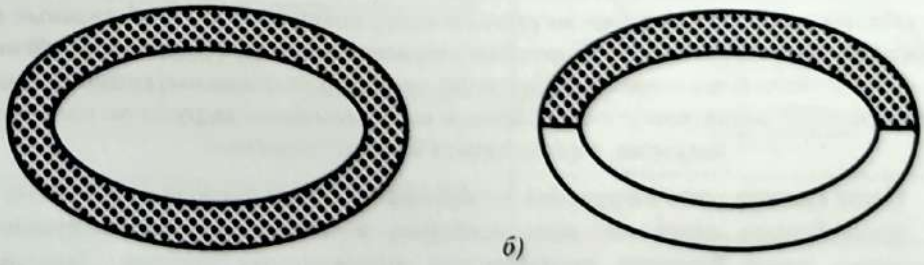


Рис. 3.77. Фото модели в процессе испытаний:
а) общий вид модели, *b*) измерение усилий, напряжений, вертикальных и горизонтальных перемещений по координатной оси сооружения

Модель покрытия испытывалась в упругой стадии на статические нагрузки (собственный вес покрытия и снеговую нагрузку). Во время проведения эксперимента измерялись вертикальные перемещения узлов внутреннего контура и горизонтальные перемещения внешнего опорного контура.

На рис. 3.78 приведено фото модели при статическом испытании на равномерно распределенную нагрузку (с учетом собственного веса и снеговой нагрузки). Примененные в ходе эксперимента схемы нагружения модели использованы в соответствии с предыдущим опытом ранее выполненных исследований для подобного класса сооружений. В соответствии с поставленными задачами исследований были приняты следующие схемы нагружения:

- «собственный вес + временная нагрузка по всему покрытию» (рис. 3.78*а*)
- «собственный вес + временная нагрузка по половине покрытия, симметрично относительно большей оси» (рис. 3.78*б*),
- «собственный вес + временная нагрузка по половине покрытия, симметрично относительно малой оси» (рис. 3.78*в*),
- «собственный вес + временная нагрузка по половине покрытия, расположенная кососимметрично» (рис. 3.78*г*).



а) *б)*

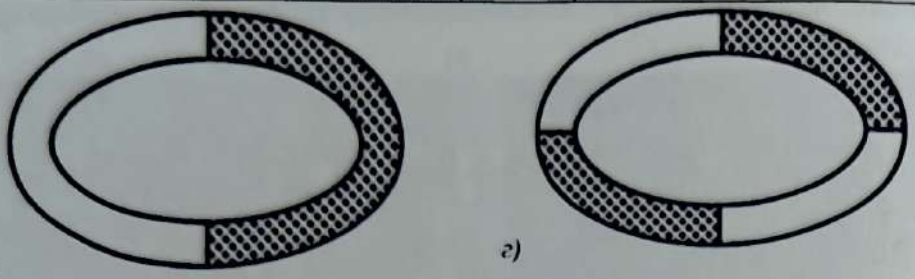


Рис. 3.78. Схемы нагружения модели - собственный вес конструкции, - собственный вес + снеговая нагрузка.

Нагрузка прикладывалась в виде пакетов с песком, для моделирования распределенной нагрузки. Величина распределенной нагрузки составила, соответственно, для постоянной и временной нагрузок $q = 0.004$ кН/м² и $s = 0.016$ кН/м²

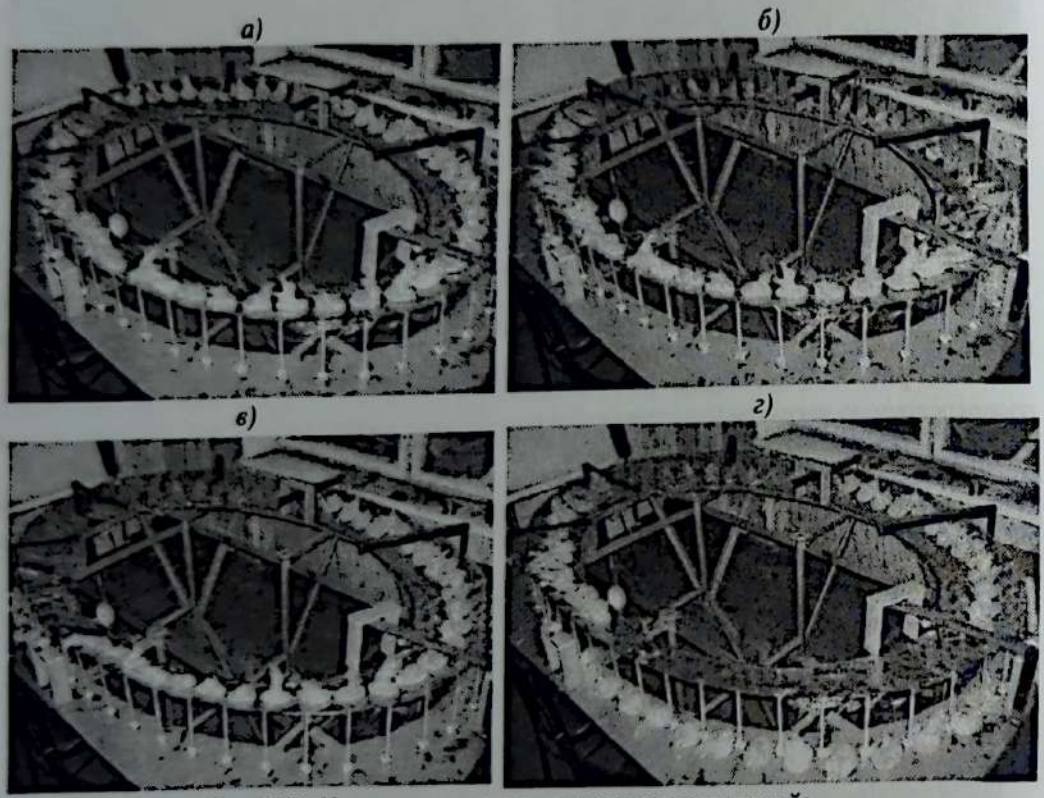


Рис. 3.79. Нагружение модели в процессе испытаний:
а – «собственный вес + временная нагрузка по всему покрытию», *б* - «собственный вес + временная нагрузка по половине покрытия, симметрично относительно большей оси», *в* - «собственный вес + временная нагрузка по половине покрытия, симметрично относительно малой оси», *г* - «собственный вес + временная нагрузка по половине покрытия, расположенная кососимметрично»

После каждого этапа нагружения выдерживалась пауза продолжительностью 15-20 мин., затем брались отчеты по всем приборам, и далее следовало нагружение по следующему этапу. Разгрузка производилась аналогичными этапами. Зависимости, полученные в ходе экспериментальных исследований, обрабатывались способом наименьших квадратов с помощью программного продукта Microsoft Excel

По результатам эксперимента, расчета в SCAD [75] и по приближенной методике приведены графики компонентов НДС. На рис. 3.80 показаны обозначения по развертке. На рис. 3.81-3.92 графики параметров НДС при нагружении собственный вес + снеговая нагрузка равномерно распределенная по всему покрытию и максимальных параметров НДС, при нагружении собственный вес + снеговая нагрузка симметричная относительно большой оси и собственный вес + снеговая нагрузка симметричная относительно малой оси по развертке A-B-C.

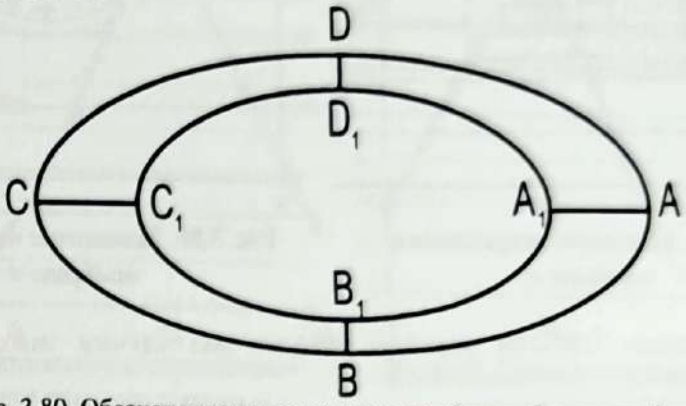


Рис. 3.80. Обозначение точек на развертке (расшифровка графиков)

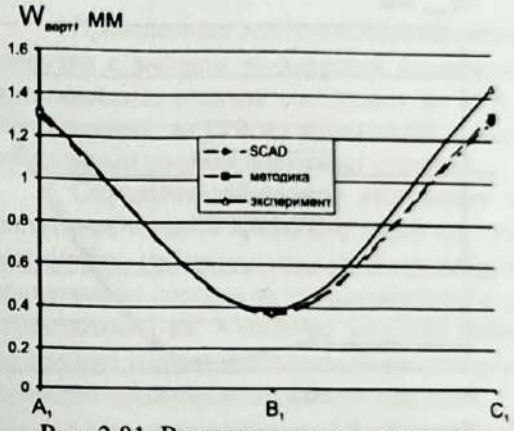


Рис. 3.81. Вертикальные перемещения внутреннего опорного контура *w*

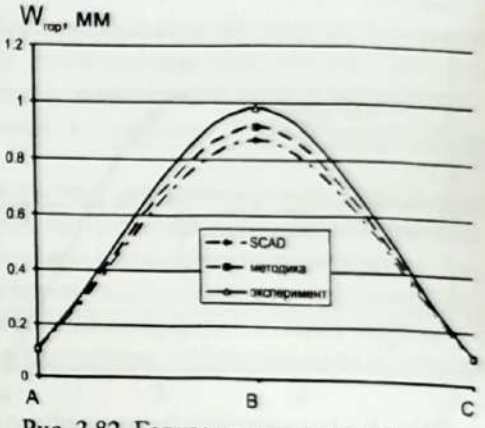


Рис. 3.82. Горизонтальные перемещения внешнего опорного контура *w*

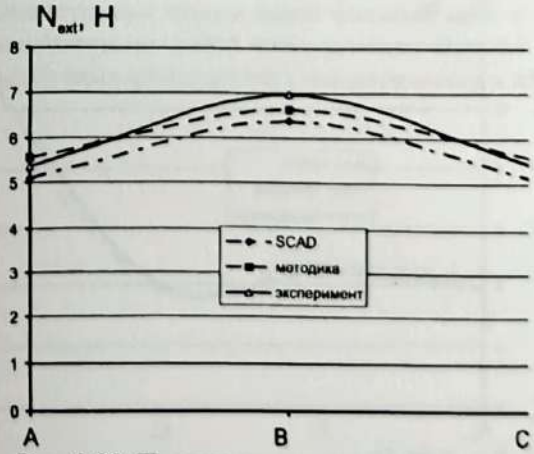


Рис. 3.83. Продольные усилия во внешнем опорном контуре *N*

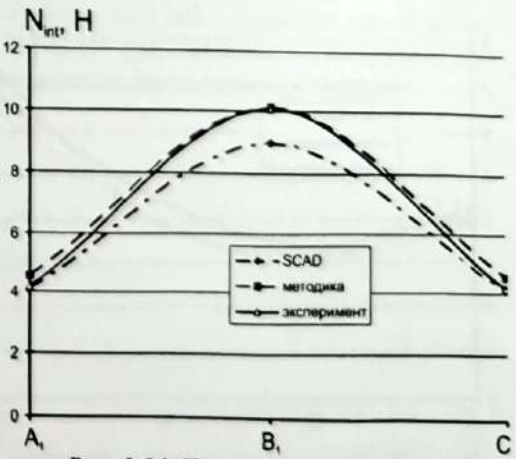


Рис. 3.84. Продольные усилия во внутреннем опорном контуре *N*

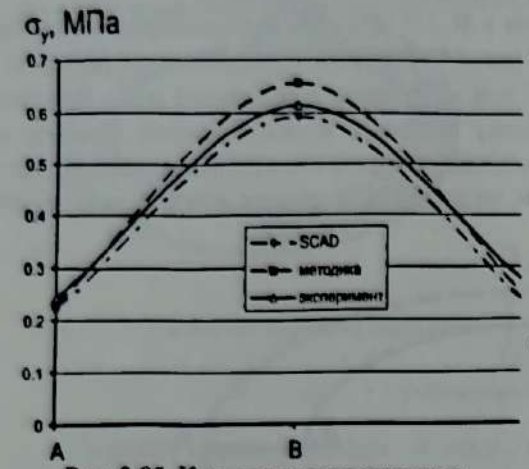


Рис. 3.85. Кольцевые напряжения в мембране σ

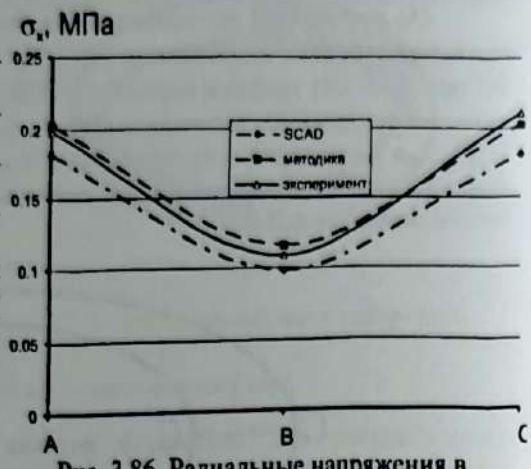


Рис. 3.86. Радиальные напряжения в мембране σ

На рисунках 3.87-3.90 показаны графики для случаев снеговой нагрузки, симметричной относительно большой оси.

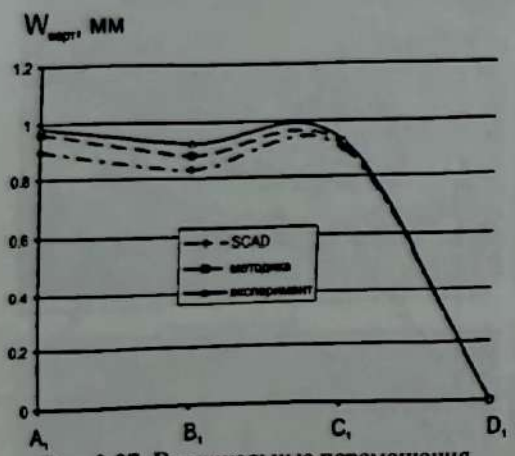


Рис. 3.87. Вертикальные перемещения внутреннего опорного контура *w*

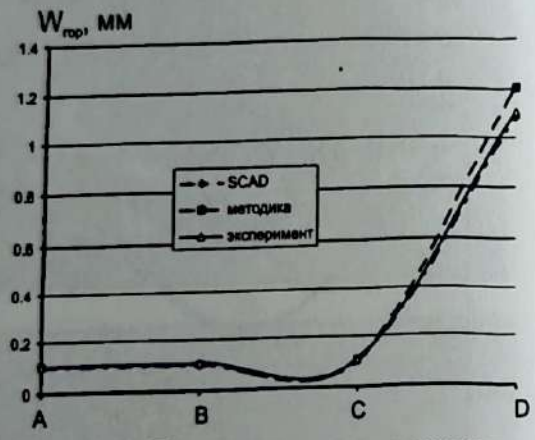


Рис. 3.88. Горизонтальные перемещения внешнего опорного контура *w*

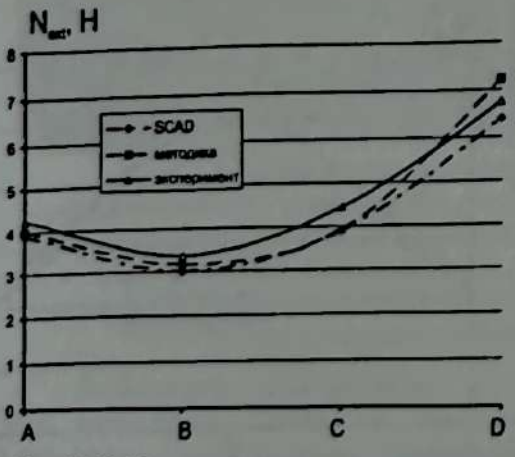


Рис. 3.89. Продольные усилия во внешнем опорного контура *N*

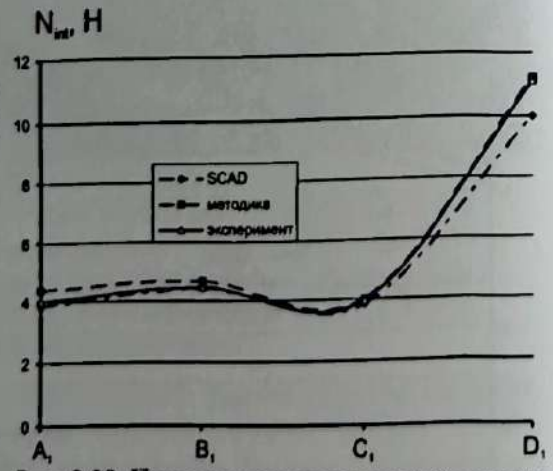


Рис. 3.90. Продольные усилия во внутреннем опорном контуре *N*

На рисунках 3.91-3.92 показаны графики вертикальных и горизонтальных перемещений для снеговой нагрузки, симметричной относительно малой оси.

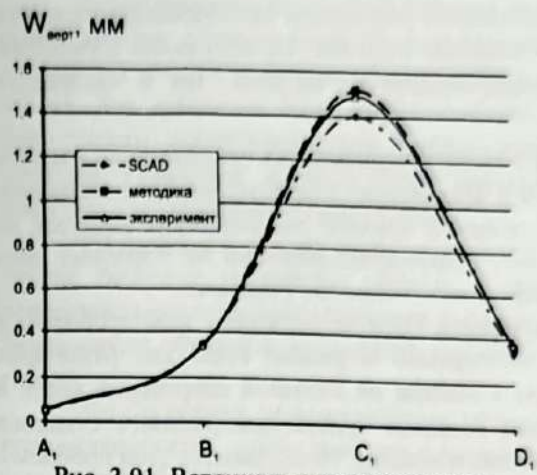


Рис. 3.91. Вертикальные перемещения внутреннего опорного контура *w*

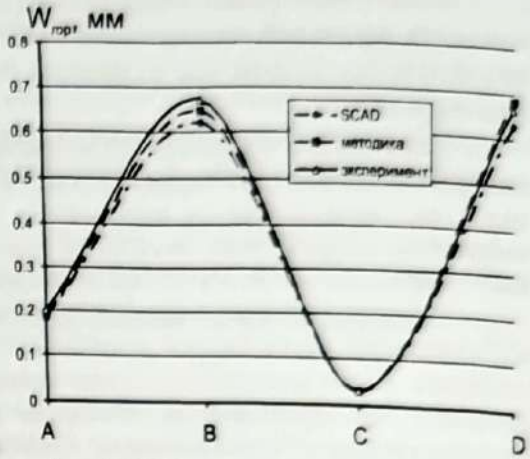


Рис. 3.92. Горизонтальные перемещения внешнего опорного контура *w*

Проведенные экспериментальные исследования на модели оболочки на статические нагрузки с вырезом подтвердили правильность установленных зависимостей. При этом максимальные отличия составляют до 13% по максимальным значениям вертикальных перемещений, до 15% по радиальным и кольцевым напряжениям в мембране, до 19% по продольным усилиям в опорных контурах.

Определяющей схемой нагружения при расчете мембраны по 1-му предельному состоянию следует принимать схему нагружения «собственный вес + снеговая нагрузка, равномерно распределенная по всему покрытию»; при расчете опорных контуров по 1-му предельному состоянию определяющим нагружением также в большинстве случаев будет «собственный вес + снеговая нагрузка, равномерно распределенная по всему покрытию», но следует сделать дополнительные расчеты на нагружение «собственный вес + снеговая симметрично относительно большой оси».

Определяющей схемой нагружения по 2-му предельному состоянию также является нагружение «собственный вес + снеговая симметрично относительно большой оси», но дополнительно следует сделать расчет на нагрузки «собственный вес + снеговая симметрично относительно большой оси» и «собственный вес + снеговая симметрично относительно малой оси», дающих близкие значения максимальных перемещений при различных соотношениях геометрических и жесткостных параметров конструкции.

3.4. Особенности экспериментальных исследований влияния формы покрытия стадиона на аэродинамические нагрузки

В настоящем разделе представлены некоторые результаты исследований характера изменения параметров нагрузки покрытий с большим вырезом. Исследования выполнены посредством проведения как физических экспериментов на моделях, так и численного моделирования.

Для подобных сооружений не проведено полных комплексных исследований влияния конструктивной формы на параметры нагрузки и напряженно-деформированного состояния, отсутствует методика расчета позволяющая учитывать влияние динамических нагрузок на сооружение, а зарубежный опыт ввиду разовых технических решений не позволяет дать оценку работы данных покрытий для многопрофильных стадионов Украины.

Численное моделирование ветрового потока. Первым решением этой проблемы в СНГ, несмотря на множество проектных предложений в разные годы для различных стадионов, нашло практическое осуществление в Москве на Большой спортивной арене в Лужниках. При проектировании покрытия над Большой ареной центрального стадиона Лужники изучалась аэродинамическая устойчивость покрытия. Исследование этой проблемы выполнялось при помощи численного моделирования. Для предсказания неустановившегося потока вокруг стадиона была применена CFD- программа Parad 2.2.

Чтобы смоделировать 3-х мерную структуру потока внутри модели стадиона (1:1000), эксперимент выполнялся в гидродинамической трубе. Источники испарения и загрязнения на поле моделировались кристаллами чернил, внедренными в модельную поверхность.

Визуализация, которая подтверждается сложной вихревой структурой, поскольку она предсказывалась численным моделированием, и дало дополнительную информацию о движении испарения в турбулентном пограничном слое по полю. Благодаря взаимодействию крупномасштабных вихрей с различными направлениями вращения, на полях возникают застойные зоны, охватывающие от 1/3 до 1/2 площади футбольного поля, в зависимости от направления ветра.

Полномасштабные эксперименты внутри стадиона были выполнены в ноябре – декабре 1997 г., при использовании холодных источников дыма для визуализации потока, световые ленты, чтобы указать и измерить градиент скорости в пограничном слое, гидрометрический амперметр, чтобы измерить локальный поток. Было подтверждено присутствие застойных зон, также как и рециркуляция загрязнения или влажного воздуха, и световая неустойчивость в целом. К сожалению, результаты получены только для $\alpha=30^0$ и 210^0 поскольку эти направления ветра преобладают вначале зимы в Москве.

Анализ численных и экспериментальных результатов подтвердил то, что кровля, установленная над трибунами стадиона "Лужники", вызвала значительное уменьшение, аэрации футбольного поля стадиона и высыхание после осадков. В свою очередь это может повлиять на состояние травы и верхнего слоя почвы. Несмотря на некоторую неустойчивость потока, внутри стадиона, его структура определена гл. образом четырьмя существенными вихрями. Эти вихри, взаимодействующие друг с другом около футбольного поля, вызывают возникновение застойных зон, где скорость движения воздушных масс ниже на 15% скорости наружного ветра, и которые охватывают свыше 1/3 области поля. Принудительная аэрация мощными вентиляторами может обеспечить хороший воздухообмен даже в тихую погоду, но этот путь кажется очень дорогим. Вероятно, лучшим путем могло бы быть применение некоторых крупногабаритных отражателей и отводных коллекторов, чтобы уничтожить устойчивую структуру вихря и увеличить массообмен между потоками внутри и вне стадиона.

Стремительное развитие аппаратных средств вычислительной техники и теоретических основ численных методов позволило создать на базе персональных IBM-PC совместимых компьютеров работающих под управлением Windows NT программно-аппаратные

комплексы, способные моделировать процесс тепломассопереноса в различных средах. Для моделирования процесса динамического движения среды применяется численное решение уравнений Навье-Стокса с учетом вязкости и теплопроводности.

Что мы имеем в виду, когда говорим об имитации потока жидкости на компьютере? В самых простых случаях, компьютер решает ряд известных уравнений, которые определяют для каждой точки в пространстве около объекта скорость и давление жидкости, обтекающей объект. Эти уравнения были открыты независимо друг от друга более чем столетие назад французским проектировщиком Клодом Навье и ирландским математиком Джорджем Стоксом. Уравнения, которые берут производную прямо из законов движения Ньютона, известны как уравнения Навье – Стокса.

На начальной стадии разработки проекта инженер устанавливает основные размеры и другие базисные параметры объекта. Прежде чем уравнения могут быть применены, поверхность объекта представляется в форме, пригодной для использования компьютером. Поверхность объекта и его окрестность разбивается координатной сетью (вычислительной сетью).

Чтобы решить уравнения Навье – Стокса для потока по поверхности требуется густая координатная сеть, чтобы охватить самые маленькие вихри. С другой стороны координатная сеть должна быть достаточно большой, чтобы охватить объект и часть пространства вокруг него. Отсутствие четких линейных масштабов в турбулентном течении – отношение самого большого вихря к маленькому размеру, может быть рассчитано путем возведения в степень ¾ числа Рейнольдса потока. Это отношение может использоваться для оценки числа ячеек координатной сети, которые необходимы для точного моделирования, потому что имеется три размера, значение которых пропорционально кубу этого отношения линейных масштабов. Так, заданное число ячеек координатной сети при численном моделировании, пропорционально числу Рейнольдса, возведенное в степень 9/4. Другими словами, чтобы смоделировать поток, число Рейнольдса приводит почти к пятикратному увеличению числа ячеек в заданной координатной сети.

При подготовке расчетной модели задаются следующие типы граничных условий: массовый или объемный расход, скорость истечения, давление, температура и параметры турбулентности. Помимо этого, для граничных условий могут задаваться: направление истечения, параметры завихрения и профиль скоростей потока.

С целью иллюстрации изложенных подходов остановимся на результатах некоторых исследований, проведенных непосредственно для стационарных покрытий над трибунами стадионов.

Так, в работе [116] исследования пограничного слоя ветра в аэродинамической трубе выполнялись на модели консольного навеса над трибунами (рис. 3.93).

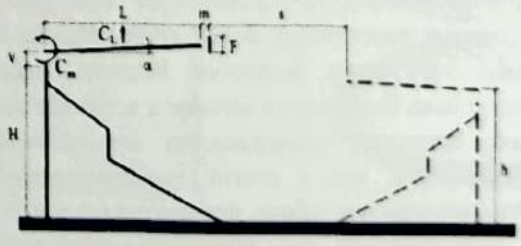


Рис. 3.93. Параметры, исследуемые во время испытаний

Во время испытаний выбранные геометрические параметры модели варьировались с целью определения количественных изменений в ветровой нагрузке на покрытие для различных конфигураций трибун и стадиона. Австралийский Стандарт по ветровым нагрузкам [125] дает некоторые рекомендации по нагрузкам на консольные покрытия над трибунами простой конфигурации. Эти данные были получены в основном на основе работ, выполненных в ходе разработки проектов комплекса стадионов в Мельбурне, причем модельные исследования свойств аэроупругости этих покрытий были предприняты для

целого ряда характерных конфигураций с одной целью: установить характер взаимодействия покрытия с ветровым потоком.

Выполненное параметрическое изучение ветровой нагрузки для характерных типов консольных покрытий, позволило прийти к следующим заключениям:

- как было установлено, уклон кровли и соотношение пролета к высоте незначительно влияют на максимальные величины ветровых нагрузок на конструкцию кровли.
- при различных направлениях ветра активное давление составило, приблизительно, 60% от величины отсоса, рекомендованного действующим Австралийским Стандартом.
- добавление бортовой панели к свободному краю уменьшило отсос на внутренних кровельных панелях приблизительно на 25%.
- введение в конструкцию отдельно оформленных верхних бьефов, как было установлено, значительно увеличило нисходящую ветровую нагрузку. Максимальный зарегестрированный нисходящий момент составил приблизительно 65% от направленной вверх нагрузки, рекомендованной действующим Австралийским Стандартом.
- подкровельная «вентиляция», как было установлено, сократила отсос не более чем на 10%.
- «вентиляция» бортовых панелей неэффективна в части снижения нагрузки.
- давление на свободном крае, в общем, находилось в соответствии с рекомендациями Австралийского стандарта по ветровым нагрузкам. Исключение составил случай, когда бортовые панели располагались ниже крыши.

В работе итальянских исследователей [119], цель которой представить возможное направление развития в изучении больших легковесных покрытий, находящихся под воздействием динамических эффектов турбулентного воздействия ветра, с помощью геометрически нелинейного анализа для применения в классических технических приложениях. В частности, в статье выполнено изучение систем напряженных пространственных конструкций, которые могут трактоваться как случай, который возникает, когда сжатый элемент конструкции и тяга (напрягаемый элемент) имеют «взаимовыгодную» связь друг с другом. Статические и динамичные расчеты воздействия ветра на одном примере такой системы напряженной пространственной конструкции, т.е. покрытия над стадионом Ла Плата (Аргентина), были выполнены с использованием геометрически нелинейной конечно-элементной процедуры 'Loki'. Ветровые нагрузки симулируются как силы, зависящие от величин деформаций. Как экспериментальные данные, так и численные результаты, доступные для проектировщиков покрытий, позволяют управлять надежностью предложенной математической модели.

К тому же, случайные особенности воздействия ветра делают необходимым применение теории случайных вибраций. Результат исследований зависит как от характеристик сооружения, так и ветра. Поэтому, испытания в аэродинамической трубе вместе с изучениями атмосферных ветров становятся все более необходимыми в последние годы, потому что современные конструкции более чувствительны к воздействию ветра, в особенности, легковесные структурные типологии. Висячие конструкции, состоящие из кабелей или мембран, могут быть более восприимчивы к ветровым нагрузкам. В частности, в кабельных конструкциях покрытий, подверженных асимметричным нагрузкам [104], возникают большие деформации, чем в других конструкциях. В покрытиях двоякой кривизны, несущие и стабилизирующие кабели, формирующие вантовую сеть, ортогональны в большинстве случаев. Такие покрытия могут испытывать серьезные проблемы, связанные с вибрацией, требуя дополнительных мероприятий, особенно в местах пересечения. Структура напряженных пространственных конструкций была впервые исследована Фуллером [110], который и ввел понятия напряженных пространственных конструкций. С работ Снелсона, выполненных в 1948 г., научно-исследовательские работы различных типов систем напряженных пространственных конструкций были выполнены в течение последних 60 лет [128]. В качестве одного из самых успешных приложений систем напряженных пространственных конструкций следует назвать кабельный купол, предложенный Гейгером для летних Олимпийских игр в Сеуле (Корея, 1986), получивший далее развитие в таких

объектах, как Georgia Dome (Олимпийские Игры, Атланта, 1996 [102]). Авторы пришли к заключению, что изучение легковесных структур, используемых для большепролетных покрытий, требует учета некоторых аспектов:

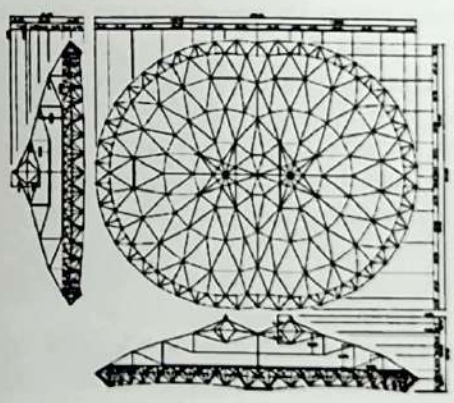
- в частности, хотя бы в минимальном объеме должны использоваться принципы как статических, так и динамических нелинейных расчетов с описанием ветровых нагрузок как сил, зависящих от деформации, и наличия надежной численной процедуры для того, чтобы иметь дело с такими конструкциями,
- до настоящего времени проведение исследований в аэродинамической трубе необходимы, если иметь дело с фазой проектирования конструкции в виде систем напряженных пространственных конструкций, для которых описание динамичных и аэроупругих эффектов представляют значительные трудности. Подтверждение тезисов этой статьи было получено исследованием системы покрытия стадиона Ла Плата (см. рис. 3.94) на основе выполнения статического, частотного и динамичные анализов:

а) правильность статического анализа подтверждается хорошим совпадением результатов, полученных настоящими исследователями, с теми, которые получены непосредственными проектировщиками покрытия,

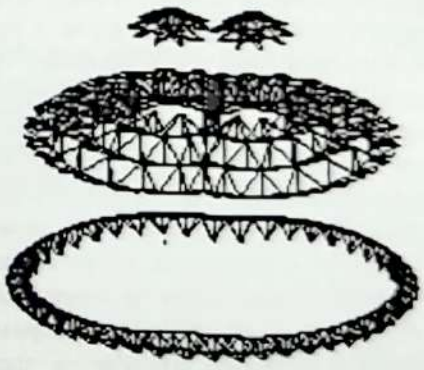
б) также, динамичное поведение покрытия Ла Плата в форме частотного анализа сравнивалось другой напряженной пространственной конструкцией (Georgia Dome),

в) наконец, нелинейные динамичные анализы крыши были осуществлены в интервале времени, с предположением отсутствия взаимодействия между изменчивостью нагрузки и поведением сооружения. Динамический «ответ» покрытия отразил результаты в форме статических и частотных расчетов, продемонстрировав, что такие конструкции не проявляют резонанс, также как и явления неустойчивости. В частности, полученная вибрация сосредоточена вокруг равновесного состояния, которое происходит от суммирования 'состояния 0' и статической составляющей ветровой нагрузки, а конструкция под мульти-коррелированным неоднородным полем нагружения показывает основные частоты, соответствующие первым частотам, полученным обычным расчетным путем. Это указывает на то, что эффект конструкционного демпфирования не очевиден благодаря низкой массе сооружения.

а)



б)



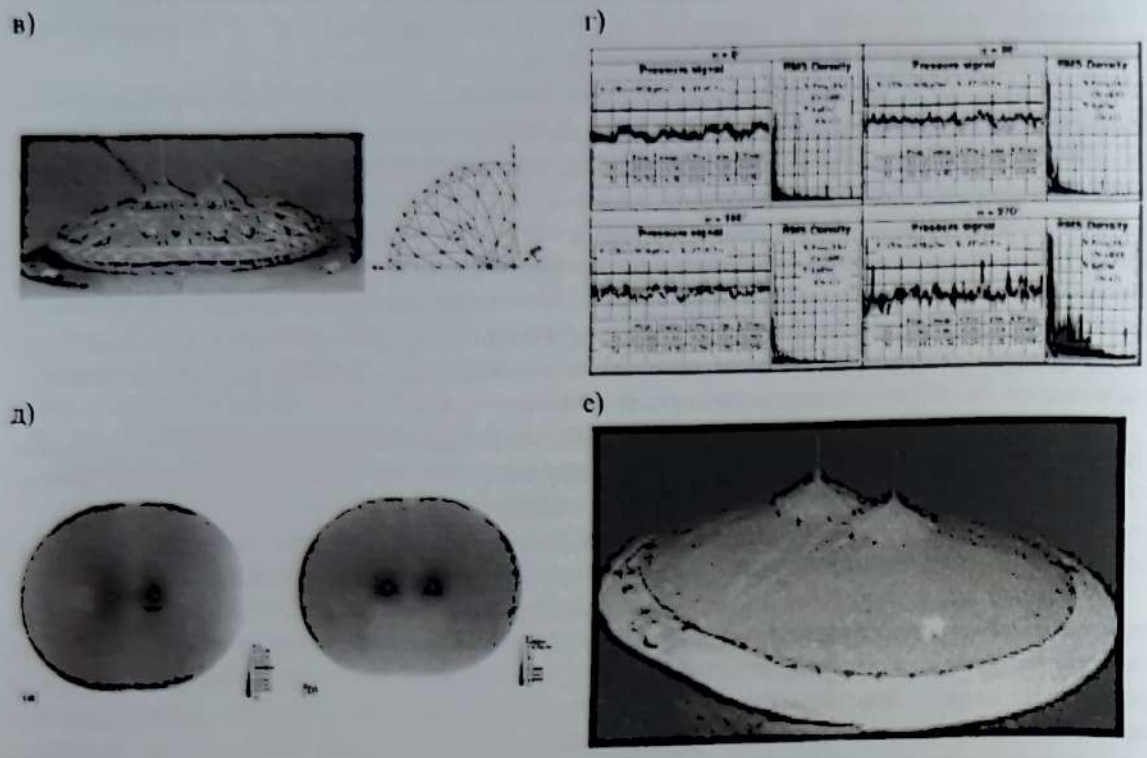


Рис. 3.94. Конструкция стадиона в Ла Плате (Аргентина):
а) геометрия покрытия, б) ограниченная конечно-элементная для программы «Loki», в) жесткая модель для испытаний в аэродинамической трубе, г) сигналы при испытаниях в аэродинамической трубе (жесткая модель), д) коэффициенты давления вдоль X -направления и Y – направления, е) аэро-упругая модель для эксперимента в аэродинамической трубе

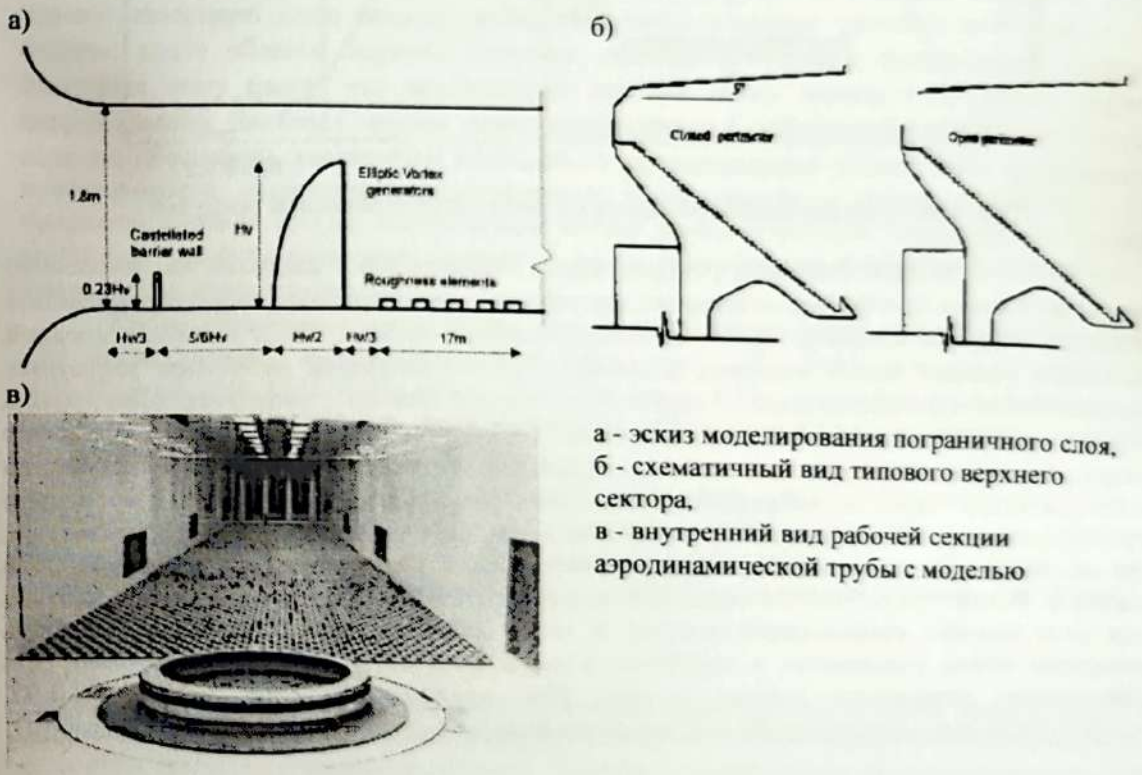
Наконец подход моделирования, введенный здесь, и результаты, полученные в расчетах покрытия, позволяют заявить, что предсказание интервала времени ответа больших конструкций к ветровым нагрузкам в геометрически нелинейном поле, не представляет особых численных или компьютерных трудностей. Однако, нужна дальнейшая работа, в частности для существенного усовершенствования, при котором может быть получено моделированием непосредственного давления ветра, а не скоростей ветра, из которых давление придется получить, используя коэффициент давления. Таким образом, некоторые упрощающие гипотезы, используемые в подходе моделирования скорости ветра, могут быть исключены. Кроме того, некоторое усовершенствование может быть получено также в моделировании фактической стохастической характеристики действия ветра, которое в случае горизонтальных структур может отличаться от Гауссовской формы.

В работе [118] приведены результаты исследованиия в аэродинамической трубе распределения ветрового давления на покрытие футбольного стадиона. В масштабе 1:250 в виде эллиптического клина с соблюдением поверхностной шероховатости, соответствующей типу пригородной местности, моделировалось на полную глубину атмосферного пограничного слоя с барьером. Были определены средние значения коэффициентов давления над покрытием. Также, по всей области были определены максимальный и минимальный пиковые значения коэффициентов давления с использованием соответствующей измерений и метода экстремальных значений. С другой стороны, было сделано сравнение между квазистатическим и методами оценки экстремального значения.

Покрытия футбольных стадионов обычно не регулируются нормами ветровых нагрузок вследствие их размеров и специфической форме. Покрытие над стадионом клуба

«Рэйсинг» (Авельянеда, Буэнос-Айрес) был построено в 1997 г. (проект строительства выполнен *Alberto Fainstein y Asociados*). Покрытие кольцевой формы с внешним диаметром 200 м и внутренним - 168 м поддерживается сквозными консольными конструкциями. Изучение действия ветра на покрытие стадиона было обязательно по требованию руководителей проекта и расчетчиков.

Для того, чтобы определить основные частоты вибрации, предварительный динамичный расчет осуществлялся с помощью компьютерных программ. Была получена основная частота выше 6 Гц. В соответствии со значением предельным значением, установленным правилами [103], рассматривались только статические эффекты. Затем, среднее распределение нагрузки и коэффициенты нагрузки на поверхность покрытия были получены испытанием модели в аэродинамической трубе. С другой стороны, квази-статическая модель оценки основана на правилах CIRSOC 102 и это предполагает, что все изменения нагрузки возникают вследствие соответствующих порывов в течении пограничного слоя. Расчет на экстремальные значения - более суровый подход и он оценивает риск пиковых ветровых нагрузок в вероятностной форме. Вопрос моделей оценки ветровых нагрузок широко рассмотрен Куком в работах [105, 106]. В этой работе пиковые коэффициенты давления были определены с целью реализации возможности выполнить сравнение между квази-статической моделью и данными расчетов на экстремальные значения.



а - эскиз моделирования пограничного слоя,
б - схематичный вид типового верхнего сектора,
в - внутренний вид рабочей секции аэродинамической трубы с моделью

Рис. 3.95.Экспериментальные исследования модели стадиона в аэродинамической трубе

В работе [99] обсуждаются возможности динамических ветровых нагрузок на консольные конструкции покрытий. Предоставлены корреляции между скоростью ветра и местными прижимными спектрами и их соответствующими последовательностями. Доказано, что, если конструкция слишком гибкая, то собственная частота, возможно, начинает перекрывать частотный ряд, в котором имеет место хорошо коррелированая ветровая нагрузка.

Консольные покрытия дают повод для заботы об их динамическом поведении в турбулентном потоке при сильном ветре, как объекты, обладающие несравненно меньшей жесткостью, чем традиционно строящиеся крыши. К сожалению, существующие нормы проектирования уделяют совершенно мало внимания рассмотрению вопросов динамики таких конструкций. Действующие правила действительно не покрывают этот аспект проектирования, и, даже поверхностная проверка некоторых современных конструкций свидетельствует о том, что, возможно из-за ограниченного бюджета, не все эти новые конструкции покрытий были подвергнуты к тщательному инженерному анализу. Так или иначе, весьма необходимым с практической точки зрения становится разработка правил, содержащих информацию о динамической ветровой нагрузке или собственных частотах таких конструкций.

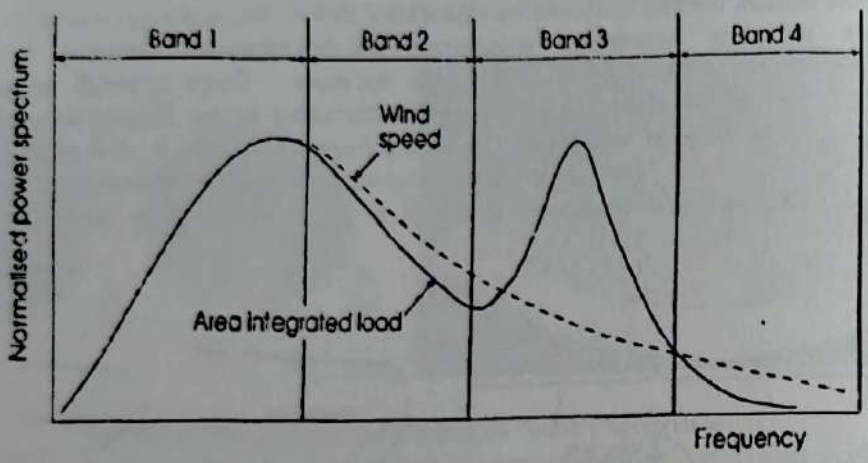


Рис. 3.96. Нормализованный спектр области интегрированной нагрузки

В 1994 Гингер и Летчфорд [111] измерили изменяющиеся давления на консольное покрытие и с помощью метода интеграции ковариации определили область интегрированной ветровой нагрузки, который, также, позволяет оценить область пиков нагрузок средней величины. Полный спектр нагрузки, возможно, удобно разделить на четыре частотных группы, как это проиллюстрировано на рис. 3.96. В самой нижней группе, масштабы порыва такие большие, что они охватывают конструкцию целиком и покрытие над трибунами имеет форму, подобную линии, спектральный подход Давенпорта связывающий спектр нагрузки со спектром ветра, давал бы возможность выполнить разумную первую оценку. Во второй группе, нагружение все еще связано со спектром ветра, но, в основном, не непосредственно, так как взаимодействие с конструкцией начинает искажать местное флуктуационное поле скорости. В этой группе было бы возможно экспериментально определить функцию доступа для ряда типовых конфигураций трибун, и таким образом, многообещающе получить некоторое общее руководство к действию. Однако количество данных, требуемых для обеспечения адекватного набора, велико. Как проиллюстрировано на рис. 3.97, конфигурация покрытия над трибунами может изменяться в самых широких диапазонах.

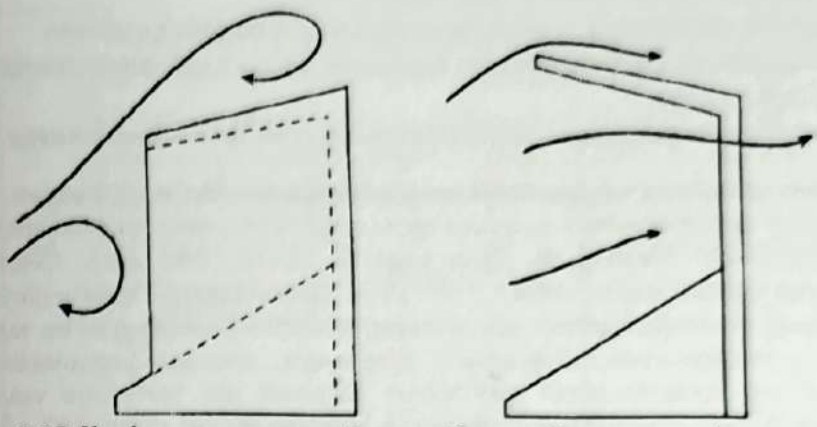


Рис. 3.97. Конфигурация покрытий над трибунами. Уклон кровли (отрицательный или положительный), тыл и стороны открыты или закрыты

Работа до сих пор имеет актуальность, и показала потребность в дальнейших экспериментальных данных. В пунктах практического руководства проектированием есть два общих результирующих наблюдения: во-первых, благодаря постепенному уменьшению связи с пролетом и частотой, полная флуктуация нагрузки на большом покрытии имеет только маленькую долю амплитуды местной части в низких частотах; во-вторых, и это важнее, возле области частоты Струхаля, возможны большие динамические нагрузки благодаря тому факту, что кильватерная дорожка очень сильна, и, в общем, хорошо коррелирована. Частота Струхаля может приблизиться к собственной частоте конструкции, если не обеспечена достаточная жесткость, и проектировщик должен быть осведомлен о необходимости остерегаться архитектурной конфигурации с низкой жесткостью, как например плоские крыши, выступающие в виде консоли от тыла. Очень важно получить надежные экспериментальные данные о распределенных по всей области нагрузках в критических участках спектра.

Кроме отмеченных выше работ, вопросам воздействия ветровой нагрузки посвящен ряд исследований, выполненных М.Ф. Барштейном, Г.А. Савицким, А.Г. Соколовым, И.Л. Корчинским, М.И. Казакевичем, В.А. Ивовичем, Л.Н. Покровским, А.Г. Давенпортом, Г. Розенмаейером и др. Все опубликованные работы посвящены в основном вопросам аэродинамики строительных конструкций.

Существующие инженерные методики вычисления частот собственных колебаний не позволяют учесть многообразные конструктивные особенности мембранных покрытий, особенности учитываемых нагрузок, опорные закрепления и т.д. В связи с этим предпочтение отдается использованию стандартных программных комплексов для ПЭВМ.

3.4.1. Программа исследований

Выполненные аэродинамические экспериментальные исследования модели покрытия стадиона являются частью комплексных исследований влияния формы покрытия стадиона на величины расчетных ветровых нагрузок. Главными результатами, полученными вследствие проведенных исследований, стали:

1. Разработка и апробация методики аэродинамических испытаний.
2. Определение «оптимальных» упрощений, применяемых при моделировании покрытий стадионов.
3. Определение наиболее рациональных форм покрытий стадионов с точки зрения величины аэродинамических нагрузок.
4. Исследование влияния ограждения периметра чаши стадиона на величины ветровых нагрузок на покрытие.

В полный комплекс проводимых исследований входят:

- аэродинамические экспериментальные исследования модели покрытия стадиона,
- численные исследования аэродинамических параметров модели мембранного покрытия при действии ветровой нагрузки,
- сравнительный анализ результатов экспериментальных и численных исследований.

3.4.2. Методика проведения экспериментальных аэродинамических исследований

Испытания модели оболочки покрытия проводились в аэродинамическом тоннеле на кафедре Аэродинамики Варшавской Политехники в декабре 2006 года. Общий вид испытательного комплекса показан на рис. 3.98. Главная цель испытаний модели покрытия в аэродинамической трубе - расширение знаний о влиянии ветровой нагрузки на исследуемую конструкцию с последующим применением полученных значений аэродинамических коэффициентов при проектировании мембранных покрытий над трибунами стадионов. Подобные исследования неоднократно проводились учеными многих стран [100, 101, 113-115, 117, 118, 126, 131, 130].

Для испытаний была изготовлена модель покрытия стадиона в масштабе 1:500. Основная часть модели изготовлена из самоклеющегося пластика. При изготовлении учитывался только геометрический критерий подобия. Расположение модели в аэродинамической трубе показано на рис. 3.99, общий вид модели покрытия - на рис. 3.99 и 3.100. Измерения проводились в 9 сечениях при угле атаки ветра: 0°, 45°, 90°, 135°, 180°, 225° и 270°, что соответствует направлениям ветра вдоль малой оси, по диагонали и вдоль большой оси (см. рис. 3.100). Скорость воздушного потока U = 25 м/с, интенсивность турбулентности потока в трубе представлены на рис. 3.98в.

а) б)

в)

Рис. 3.98. Испытательный комплекс с аэродинамической трубой: а - общий вид испытательного комплекса; б - общий вид манометра, оборудованного электронным блоком (1 - электронная блок-балка, оборудованная фотоэлементами, 2 - корпус манометра); в - интенсивность турбулентности потока в аэродинамической трубе

3.4.3. Описание моделей покрытий стадиона

В плане исследуемый стадион представляет собой эллипс с размерами осей 246×170 м. В проекте принято, что футбольное поле будет со всех сторон окружено трибунами, которые перекрываются легкими стальными конструкциями с использованием светопрозрачных кровельных материалов (например, поликарбонатными плитами). Моделировались две формы покрытия: провисающая (вогнутая рис. 3.99а) мембранная оболочка и стержневая оболочка (выпуклая рис. 3.99б), причем вертикальные несущие конструкции покрытия (колонны) выполнялись в 2-х вариантах: без ограждения либо с ограждением (рис. 3.99в). Ограждение между колоннами стадиона выполнено с применением клеящей ленты. Преобладающие аэродинамические условия на игровом поле не моделировались.

а) б)

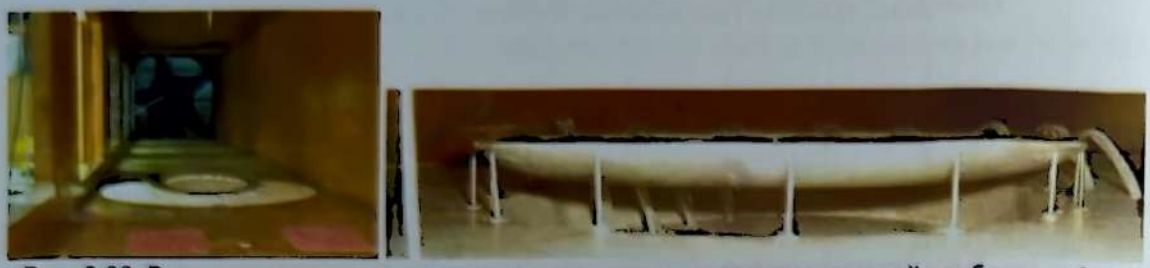


Рис. 3.99. Расположение модели во время испытания в аэродинамической трубе: а – общий вид размещения модели; б – крепление модели (вид сбоку)

а) б)

в)

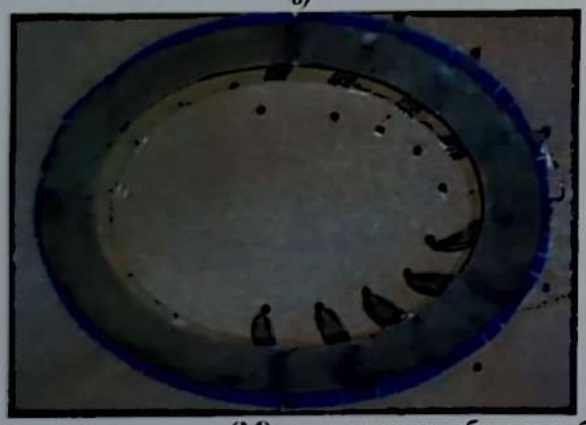


Рис. 3.100. Общий вид модели покрытия (М): а – выпуклая оболочка, б – вогнутая оболочка, в - вид сверху модели с боковыми стенками

На поверхности покрытия модели стадиона были размещены измерительные трубки, концы которых подключены к многобалльному манометру (см. рис. 3.98б). Манометр позволяет выполнять одновременное измерение статического давления в 48 точках. Результаты измерения считывались с помощью подвижной балки с фотоэлементами, реагирующими на уровень жидкости в каждой из трубок манометра, посылающего, таким образом, обработанный сигнал к компьютеру.

Модель крепилась к круглой пластине-подставке, вращающейся вокруг центральной оси, и выполненной на одном уровне с нижней гранью аэродинамической трубы, что позволило провести испытания с углом атаки от 0° до 180°.

Давление измерялось на верхней и нижней поверхностях модели покрытия с помощью 45 измерительных трубок, размещенных в 9 сечениях. Измерения проводились в два этапа: 1-й - на верхней (наветренной) поверхности покрытия, 2-й - на нижней (подветренной) поверхности. Схема расположения сечений и точек измерений представлены на рис. 3.101.

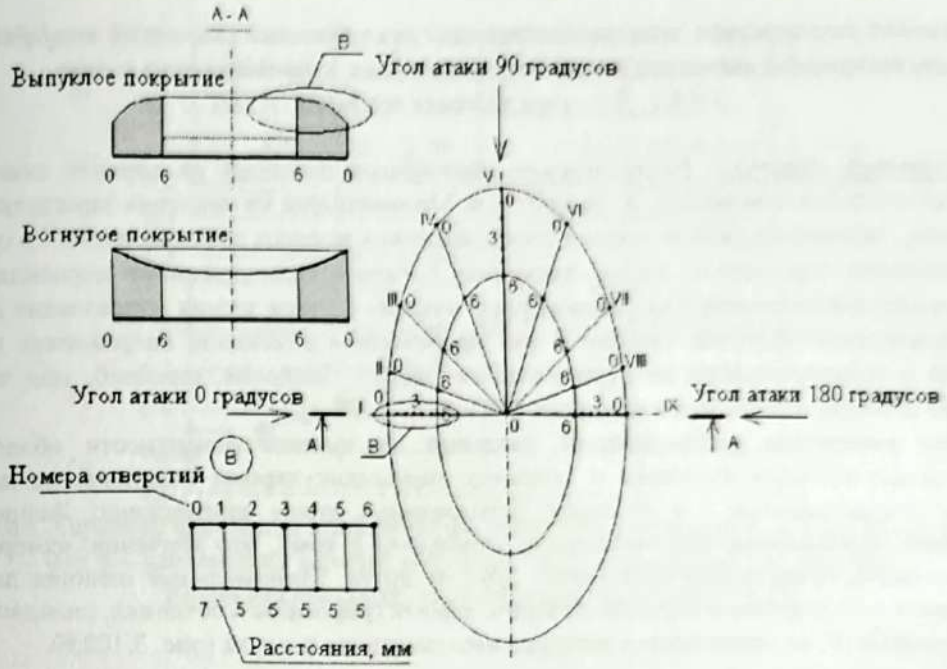


Рис. 3.101. Схема расположения сечений и измерительных точек: римские цифры – номера сечений, арабские – номера измерительных отверстий (точек)

Относительное давление в точке

$$P_{rel} = \frac{(\Delta p_{it} - \Delta p_{\infty})}{p_{\infty}}. \tag{3.48}$$

где

$$\Delta p_{it} = p_{it} - p_a \tag{3.49}$$

- разность давления в точке, p_{it} **- давление, измеренное в точке,** p_a **- атмосферное давление.**

$$\Delta p_{\infty} = p_{\infty} - p_a \tag{3.50}$$

- разность давления потока, где p_{∞} **- давление потока.**

$$p_{\infty} = \frac{\rho \cdot U^2}{2 \cdot g} \tag{3.51}$$

где ρ - плотность воздуха, U - скорость воздушного потока, g – ускорение свободного падения.

Результаты экспериментальных исследований на ветровую нагрузку представлены как относительные (разностные) давления в точках. От относительного давления можно перейти к традиционным аэродинамическим коэффициентам давления по формуле:

$$c_p = \frac{p_{it} - p_{\infty}}{p_{\infty}}. \tag{3.52}$$

где разность давления потока определена для каждого угла атаки.

Атмосферное давление p_a **можно вычислить из соотношения (3.49), из соотношений (3.48)-(3.50) можно получить** p_{it} **и, подставив в формулу (3.52), вычислить аэродинамические коэффициенты.**

3.4.4. Анализ результатов экспериментальных исследований (значений коэффициентов давления) вогнутой и выпуклой оболочек с вырезом на эллиптическом плане

3.4.4.1. Для углов наплыва воздуха 0° и 180°

Вогнутая оболочка: Распределение измеренных давлений на верхней поверхности покрытия стадиона изменялось от -0,4 до +0,4. Минимальные их значения зарегистрированы в сечениях, перпендикулярных направлению движения воздуха, максимальные – в сечениях, расположенных параллельно этому движению. Сечения, расположенные перпендикулярно направлению движения воздуха, были «переломными» с точки зрения направления действия аэродинамической нагрузки: именно в них происходило изменение направления действия давления с положительного на отрицательное (отсос). Значения давлений, полученные в одном из сечений, отличаются в пределах 5-7% (рис. 3.102,а).

При измерениях распределений давлений на нижней поверхности оболочки их минимальные значения получены в сечениях, перпендикулярных направлению движения воздуха, а максимальные – в сечениях, параллельных этому направлению. Значительные завихрения, возникающие под оболочкой, приводили к тому, что значения, измеренные в одном сечении, существенно отличались друг от друга. Минимальные отличия давлений, измеренных между точками в одном сечении, зарегистрированы в сечениях, расположенных под углом $90^0 \pm 15^0$ по отношению к направлению движения воздуха (рис. 3.102,б).

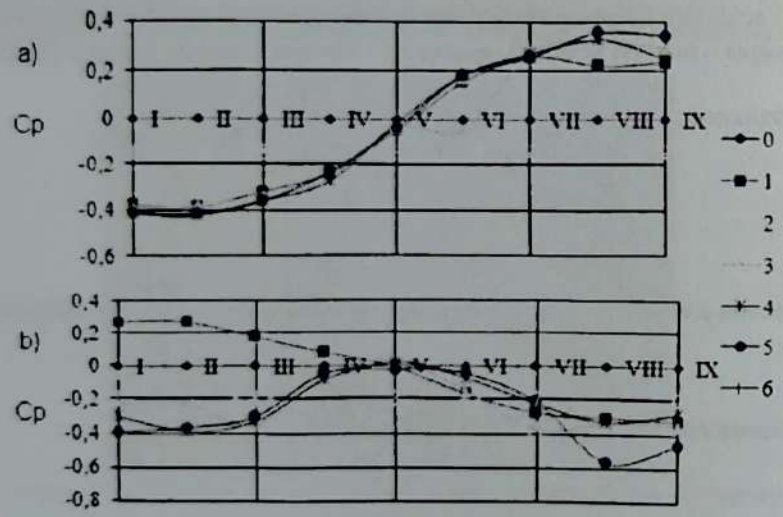


Рис. 3.102. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Вогнутая оболочка, угол наплыва воздуха 0° (180°)

Выпуклая оболочка: После переворачивания покрытия (выпуклая оболочка) наблюдалось значительное возрастание аэродинамической нагрузки (до 15%) в сравнении с вогнутой оболочкой (сравним рис. 3.102 и рис. 3.103). Также, существенно изменилась и форма эпюры давления.

После окружения чаши стадиона плотным ограждением отмечено уменьшение значения Ср на нижней поверхности оболочки покрытия стадиона во всех сечениях (см. рис. 3.104 и сравним его с рис. 3.103). Верхняя поверхность покрытия во всех сечениях находится в области разрежения воздуха (отсос).

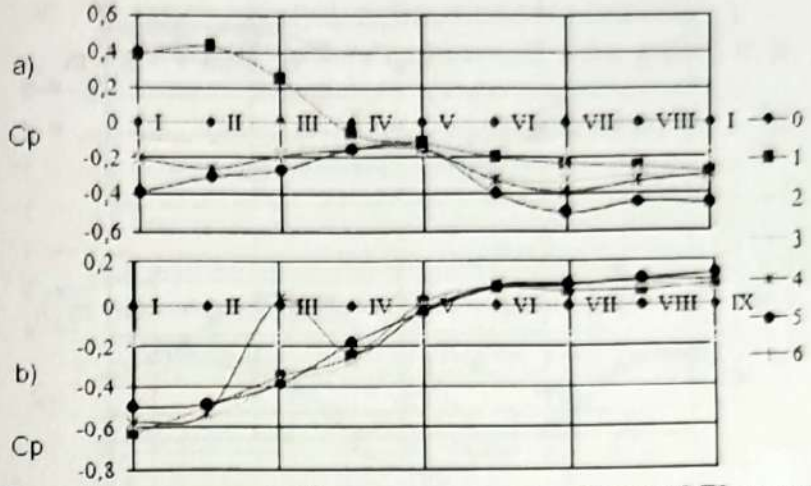


Рис. 3.103. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 0^o (180^o)

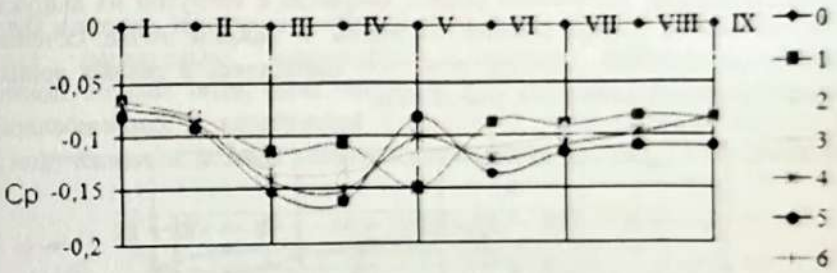


Рис.3.104. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6 (давление на верхней поверхности оболочки). Выпуклая оболочка с ограждением, угол наплыва воздуха 0^o (180^o)

3.4.4.2. Для углов наплыва воздуха 45^0 и 135^0

Вогнутая оболочка: Максимальная нагрузка на покрытие была зафиксирована для сечений, расположенных от стороны движения воздуха (III и IV) и параллельных направлению движения воздуха, находящихся на другой стороне поля. Минимальная нагрузка - в сечениях расположенных перпендикулярно направлению движения (VI). Как и в предыдущем случае, в сечениях, лежащих под углом $>90^0$ по отношению к направлению движения воздуха, наблюдалось изменение направления действия нагрузки – с положительной на отрицательную (отсос). Значения измеренных давлений в одном сечении на верхней поверхности оболочки покрытия отличались незначительно. Измеренное давление на нижней поверхности оболочки покрытия в сечениях, расположенных в наветренной стороне, (колебание главного направления движения воздуха составляло $\pm 15^o$) характеризуется значительным разбросом значений давлений (см. рис. 3.105).

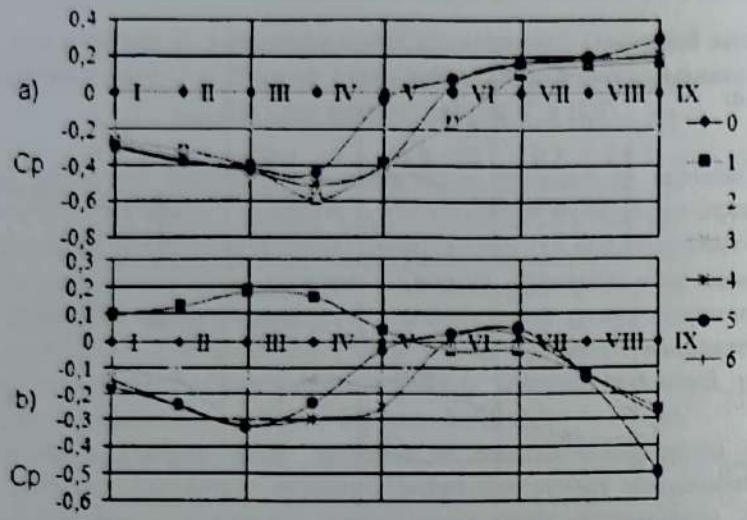


Рис. 3.105. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Вогнутая оболочка, угол наплыва воздуха 45° (135°)

Выпуклая оболочка: Изменение формы покрытия с вогнутой на выпуклую вызвало существенные изменения распределений давлений в каждой точке сечений. Сечения, расположенные с наветренной стороны, при этом находились в разных зонах давлений - положительного и отрицательного (см. рис. 3.106).

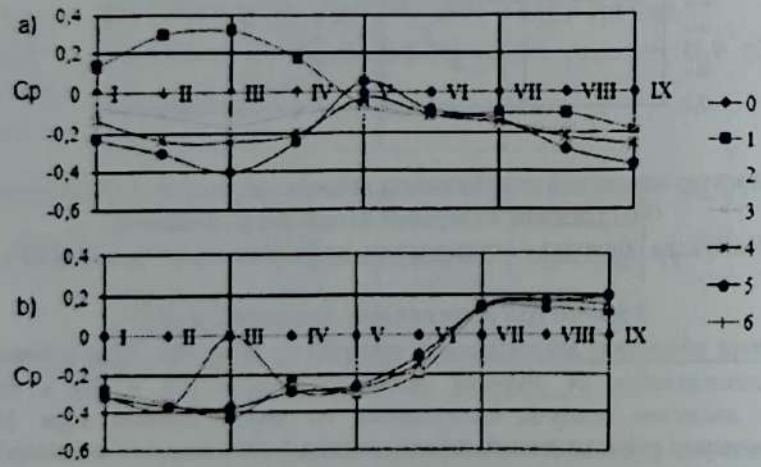


Рис. 3.106. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 45° (135°)

3.4.4.3. Для углов наплыва воздуха 90° и 270°

Вогнутая оболочка: При этих углах наплыва воздуха, как и в предыдущих случаях, наиболее нагруженными были сечения расположенные параллельно к направлению наплыва. В сечениях расположенных под некоторым углом к направлению движения воздуха значения Ср уменьшались. Наибольший разброс результатов измерения давления получено в сечениях расположенных с наветренной стороны (рис. 3.107).

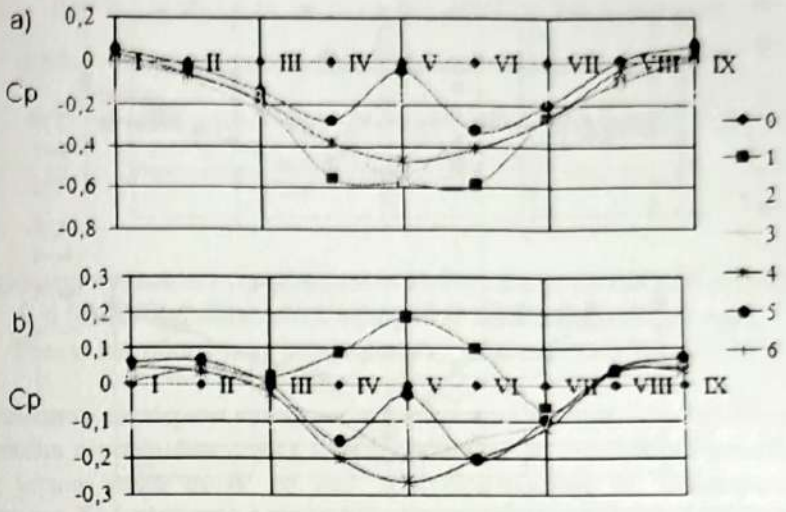


Рис. 3.107. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Вогнутая оболочка, угол наплыва воздуха 90°

Ветровая нагрузка, измеренная на верхней поверхности оболочки покрытия в сечениях, расположенных параллельно направлению движения воздуха, находящихся на противоположной стороне поля, была почти на 50% меньше, чем значения, полученные в сечениях, расположенных с наветренной стороны. В тоже время несколько увеличились значения Ср, полученные на нижней поверхности покрытия (см. рис. 3.107 и рис. 3.108).

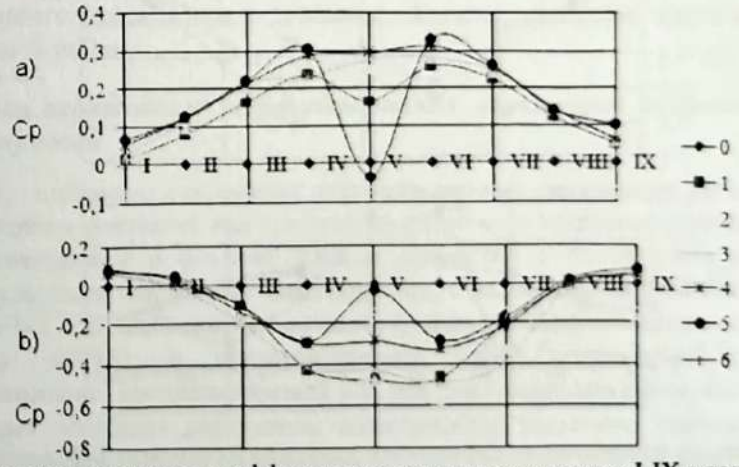


Рис. 3.108. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Вогнутая оболочка, угол наплыва воздуха 270°

Выпуклая оболочка: Изменение формы оболочки покрытия с вогнутой на выпуклую вызвало увеличение давления (в пределах 20%) на нижней поверхности оболочки (см. рис. 3.109).

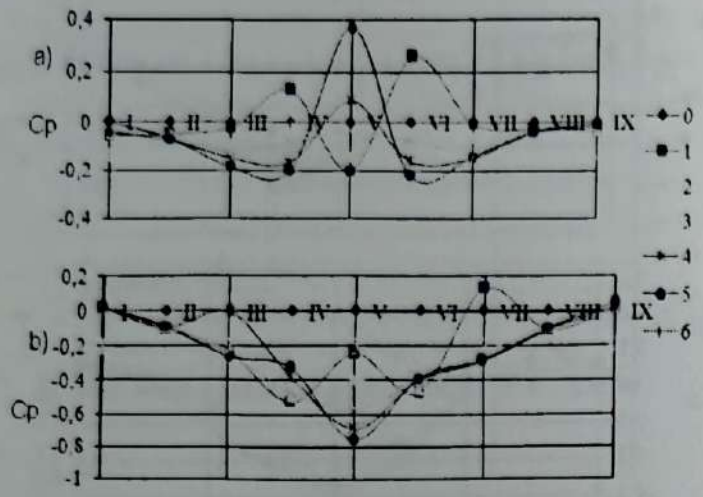


Рис. 3.109. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 90°

Сечения, находящиеся на противоположной стороне поля, нагружены несколько меньше по сравнению с сечениями, расположенными с наветренной стороны. Разброс значений Ср, полученных при измерении в точках отдельных сечений, также был несколько меньше (сравним рис. 3.109 и рис. 3.110).

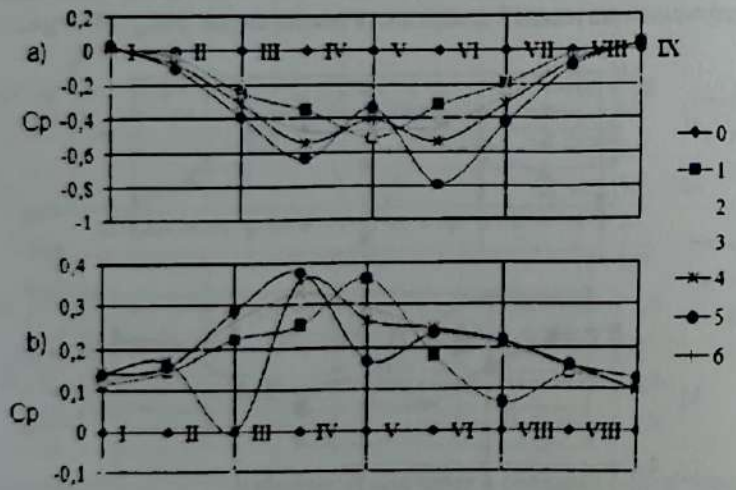


Рис. 3.110. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 270°

Ограждение чаши стадиона плотным экраном вызвало уменьшение ветровой нагрузки на верхней поверхности покрытия (сравним рис. 3.111 с рис. 3.108 и рис. 3.109), а также уменьшило разность значений коэффициентов давления в отдельных сечениях.

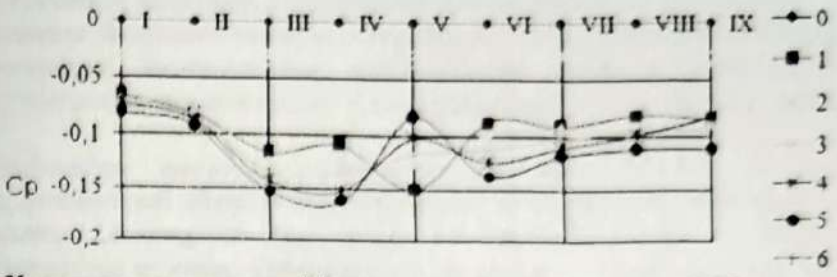


Рис. 3.111. Характер изменения коэффициента давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6 (давление измерялось на верхней поверхности оболочки). Выпуклая оболочка с ограждением, угол наплыва воздуха 90°

По результатам экспериментальных исследований модели на ветровую нагрузку были построены изополя аэродинамических коэффициентов для верхней и нижней поверхностей покрытия для углов атаки от 0° до 180° (см. Приложение 2). Выполненный комплекс исследований позволяет сделать некоторые выводы:

1. Зафиксированные результаты экспериментальных исследований моделей стационарного покрытия над трибунами стадиона в виде мембранной провисающей оболочки и выпуклой (стержневой) оболочки на действие ветровой нагрузки, позволяют существенно расширить базу данных о величинах аэродинамических коэффициентов для указанных форм покрытий и использовать их в качестве основы при разработке соответствующих нормативных документов.
2. Полученные результаты позволяют оценить эффективность формы оболочки с точки зрения величины аэродинамической нагрузки. Данные, полученные для вогнутой формы в виде мембранной оболочки, являющейся наименее изученной вследствие ее ограниченного применения в реальных объектах, являются основным результатом проведенной работы.

3.4.5. Численные исследования аэродинамических параметров ветровой нагрузки на мембранные покрытия

Для более глубокого понимания зафиксированных результатов экспериментальных исследований модели покрытия над трибунами стадиона в ветровом потоке специалистами Варшавской политехники в феврале 2008 г. совместно с коллективом авторов данной монографии проведены численные исследования с помощью программного расчетного комплекса FLUENT 6.1., являющегося составной часть вычислительного комплекса ANSYS, Inc. (NASDAQ: ANSS), и представляющего собой современный, универсальный программный комплекс, предназначенный для решения задач механики жидкостей и газов. FLUENT обладает широким диапазоном возможностей решателя, хорошей сходимостью решения задач с многоблочными расчетными сетками, а также эффективностью и точностью решения в широком диапазоне режимов скоростей. Изобилие физических моделей в данном программном комплексе позволяет точно описывать ламинарные, переходные, турбулентные, тепловые, многофазные течения и другие физические явления, обеспечивая гибкость настройки решателя, построения расчетных сеток и решения, основанного на адаптации сеточной области.

Пакет FLUENT относится к числу "тяжелых" CFD пакетов и является одним из самых мощных в области моделирования задач дозвуковой и сверхзвуковой газодинамики, динамики жидкости со свободной поверхностью, течений реагирующих потоков (включая горение), теплообмена, многофазных течений, фазовых переходов, затвердевание расплавов, радиационной газодинамики, магнитогазодинамики, акустики, и т. д.

Адаптация расчетной сетки позволяет получить точное решение для областей с большими градиентами потока, например, для пограничных слоев, что особенно важно для

проводимых в данном случае исследований. Возможность адаптации позволяет значительно сократить время на построение качественной сетки, решение численной задачи и обработки результатов. FLUENT обладает возможностью использования неструктурированной расчетной сетки, которая может быть построена с относительной легкостью для сложной геометрии.

На рис. 3.112-3.120 приведены результаты численных исследований модели мембранного покрытия, испытанной в аэродинамической трубе Варшавской политехники (см. предыдущий параграф). Проведенный анализ этих материалов, выполненный при принятой в экспериментальных и численных исследованиях скорости воздушного потока 25 м/с при действии ветра вдоль длинной оси сооружения, позволяет сделать следующие выводы:

- по сравнению со скоростью ветрового потока скорости ветра в пределах стадиона на уровне половины высоты трибун характеризуются довольно равномерным распределением, составляют 6.5…8 м/с, или 25…30% от начальной величины (см. рис. 3.112),
- если в пределах практически всей высоты трибун значения скоростей ветра характеризуются довольно однородным распределением 6.5…8 м/с, то в уровне покрытия они составляют 19 … 22 м/с по короткой оси (до 90% от скорости потока, см. рис. 3.113) и 26…28 м/с по длинной оси с достижением на локальных участках величин 30 м/с (см. рис. 3.114), что превышает в 1,2 раза номинальную величину,
- уточненное распределение скоростей ветра в вертикальной плоскости по продольной оси (см. рис. 3.115 и 3.116) сооружения позволяет отметить:

а) возрастание скоростей практически от 0 м/с на уровне поля и сидений трибун до отмеченных выше 6.5…8 м/с для отметки, находящейся на половине высоты трибун,

б) наиболее неравномерное распределение скоростей ветра непосредственно над наветренной частью покрытия (см. рис. 3.117). При этом, если в непосредственно прилегающем к трибунам слое величина скоростей соответствует 8…9 м/с, на удалении 7…8 м от него характеризуется наличием вихревых течений со скоростями до 30…32 м/с,

в) для заветренной трибуны также характерно неоднородное распределение ветрового потока по высоте, однако характеризуется оно гораздо меньшими значениями до 12…15 м/с (см. рис. 3.118),

- вычисленные коэффициенты ветрового давления на внутренней поверхности покрытия характеризуются перепадом (см. рис. 3.119):

а) -0.8…1.1 – для наветренной стороны большой оси (в эксперименте -0,26…+0.18),

б) -0.7…-0.13 – для заветренной стороны большой оси (в эксперименте -0.5…-0.02),

в) -0.134 – для сечений, расположенных по короткой оси сооружения (в эксперименте 0…0.08),

- коэффициенты ветрового давления на наружной поверхности покрытия характеризуются следующим распределением (см. рис. 3.120):

а) -1.25…-0.6 – для наветренной стороны большой оси (в эксперименте -0.58…-0.05),

б) 0.23…0.42 – для заветренной стороны большой оси (в эксперименте -0.03…0.3),

в) -0.05…0.05 – для сечений, расположенных по короткой оси сооружения (в эксперименте 0…0.05).

Таким образом, можно сделать общий вывод о хорошем качественном и удовлетворительном количественном совпадении результатов численных и экспериментальных исследований. Некоторое превышение результатов численных исследований над экспериментальными зафиксировано лишь для сечений, расположенных на наветренной и заветренной сторонах сооружения (см. выводы «а»).

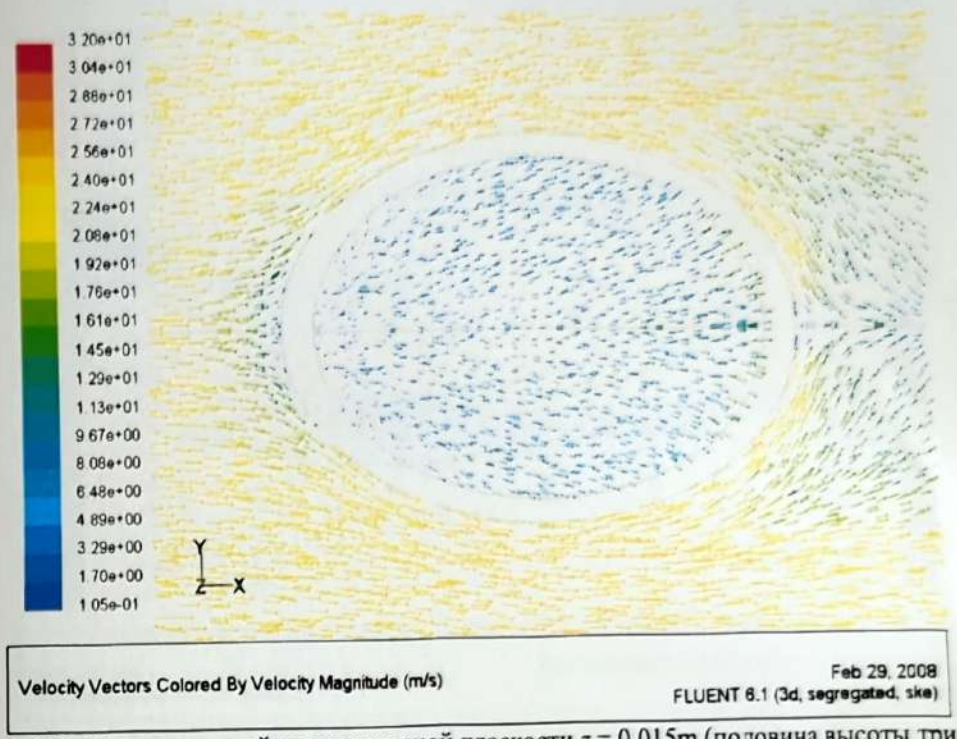


Рис. 3.112. Поле скоростей на стандартной плоскости $z = 0.015$m (половина высоты трибун)

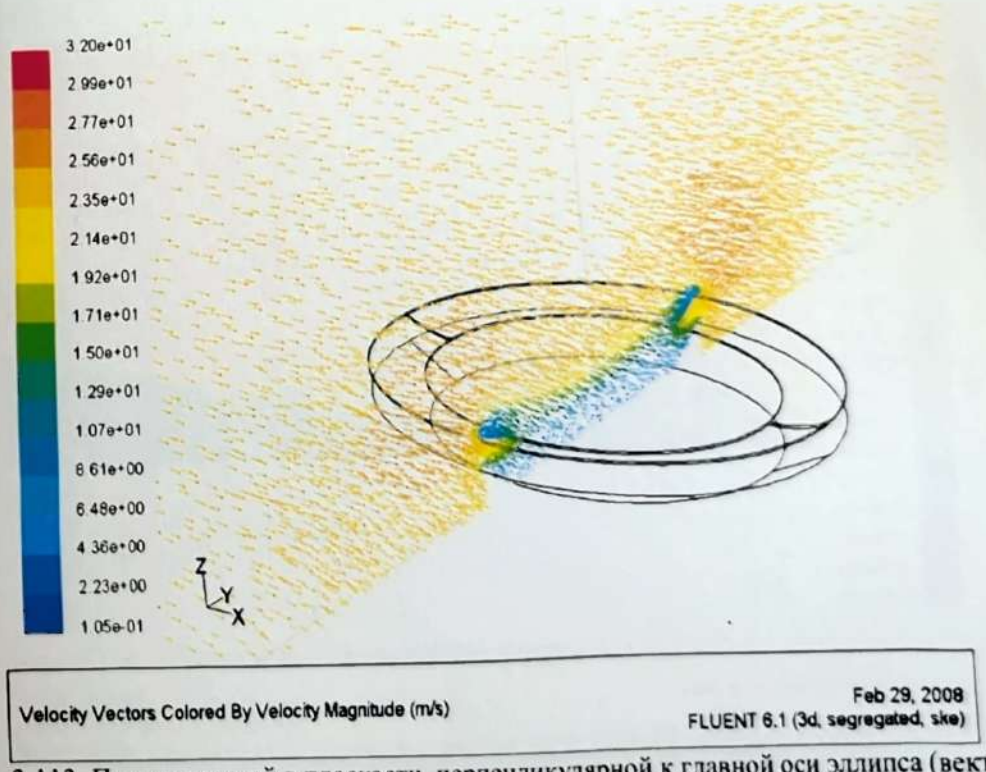


Рис. 3.113. Поле скоростей в плоскости, перпендикулярной к главной оси эллипса (векторы скоростей окрашены по скоростям (м/с))

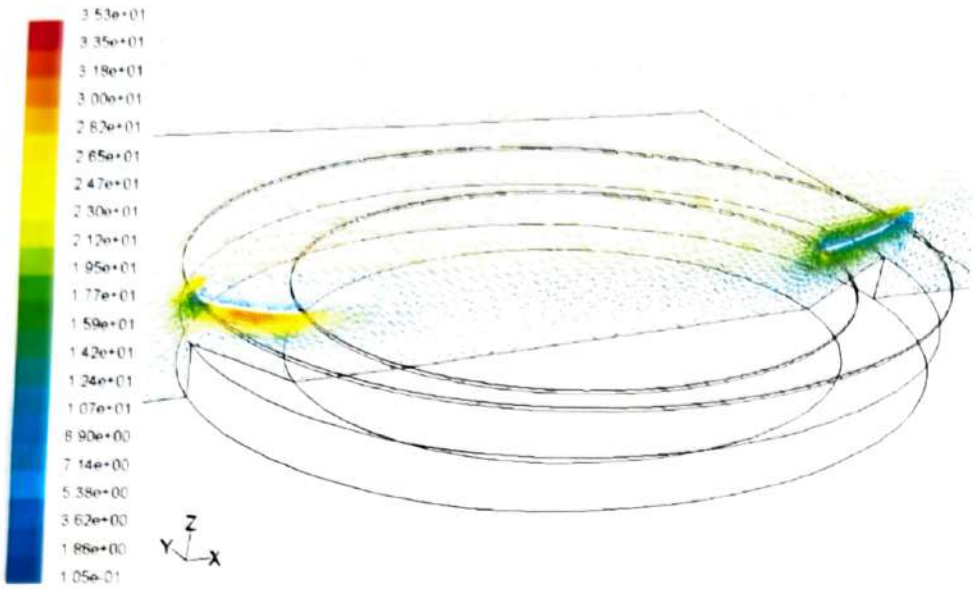


Рис. 3.114. Поле скоростей в плоскости большой оси симметрии

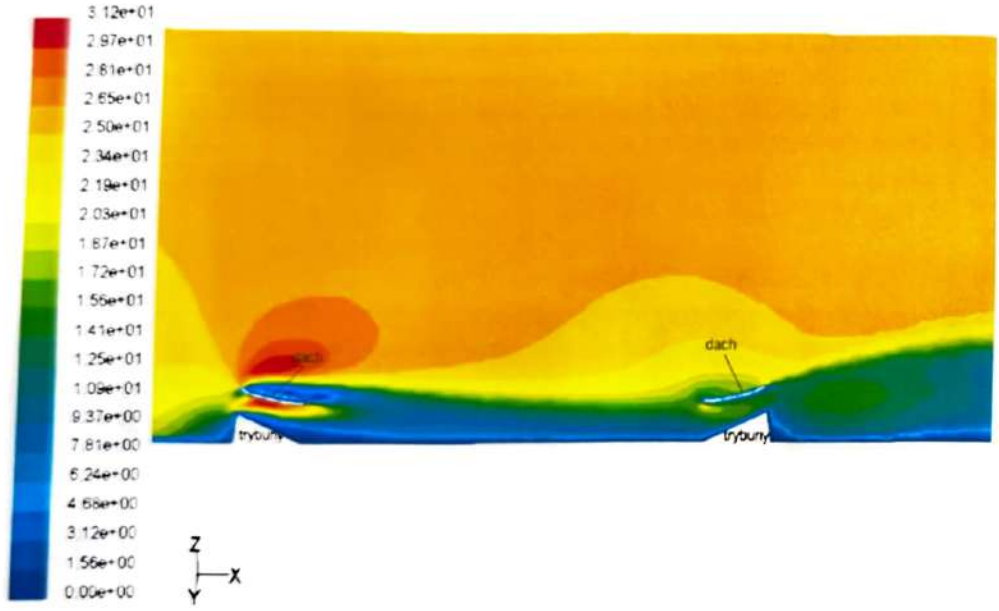


Рис. 3.115. Образ поля скоростей в плоскости большой оси симметрии

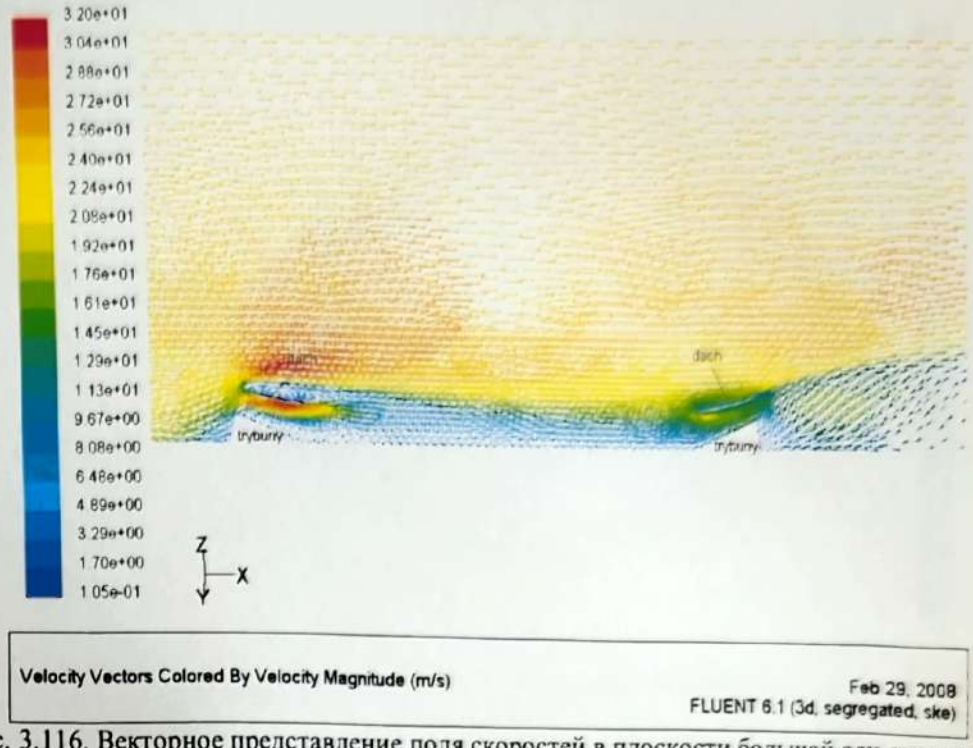


Рис. 3.116. Векторное представление поля скоростей в плоскости большой оси симметрии

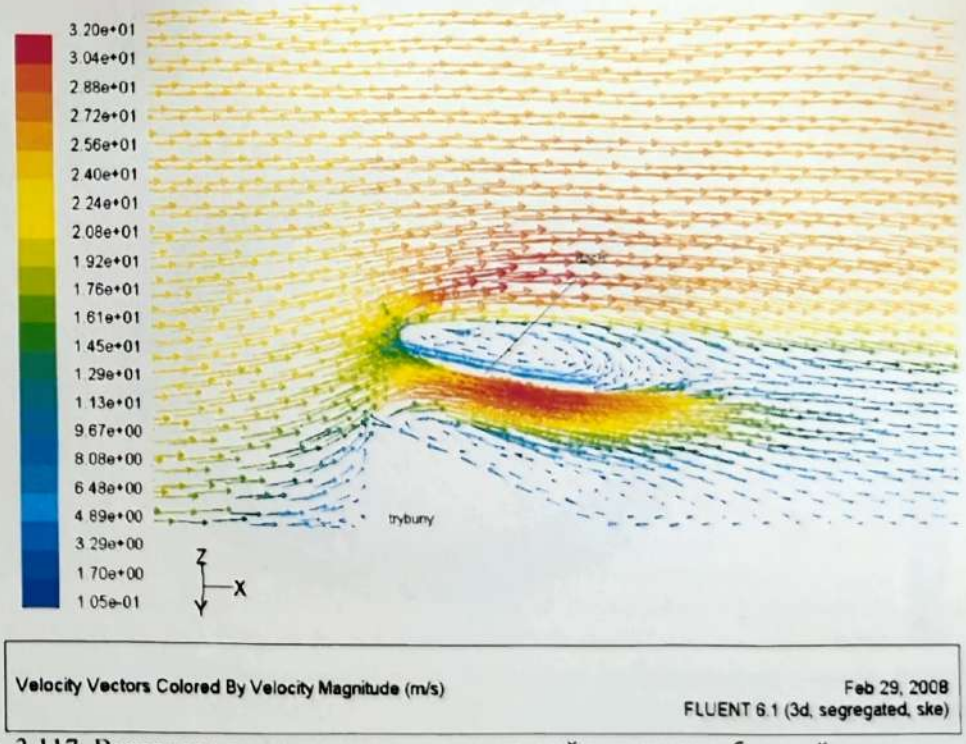


Рис. 3.117. Векторное представление поля скоростей в плоскости большой оси симметрии для наветренной трибуны

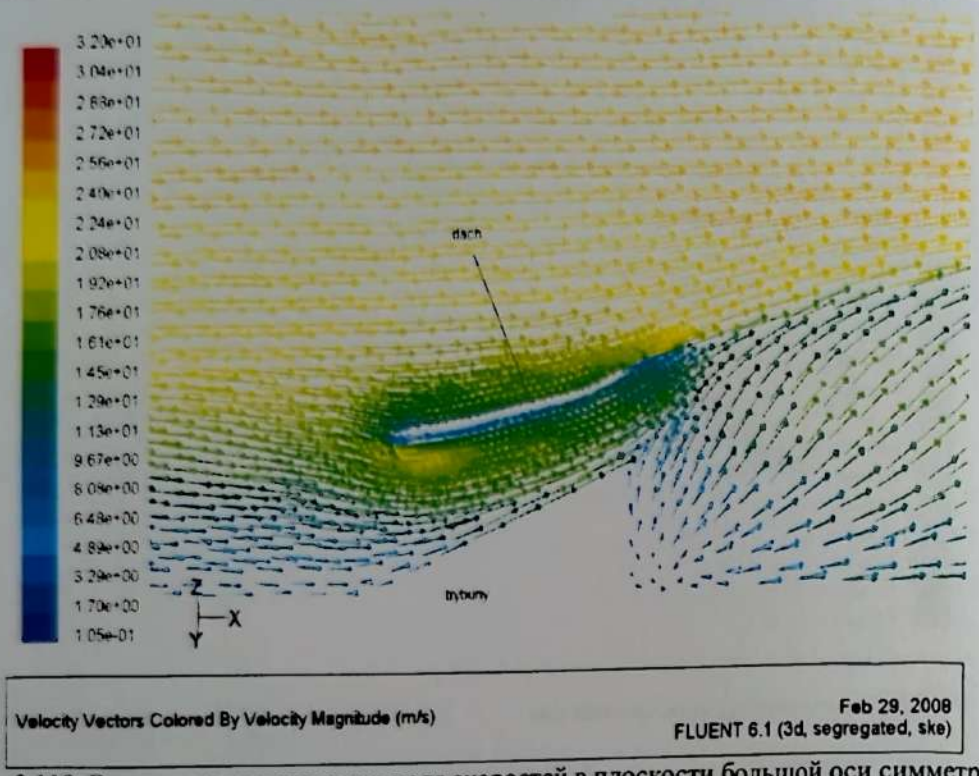


Рис. 3.118. Векторное представление поля скоростей в плоскости большой оси симметрии для заветренной трибуны

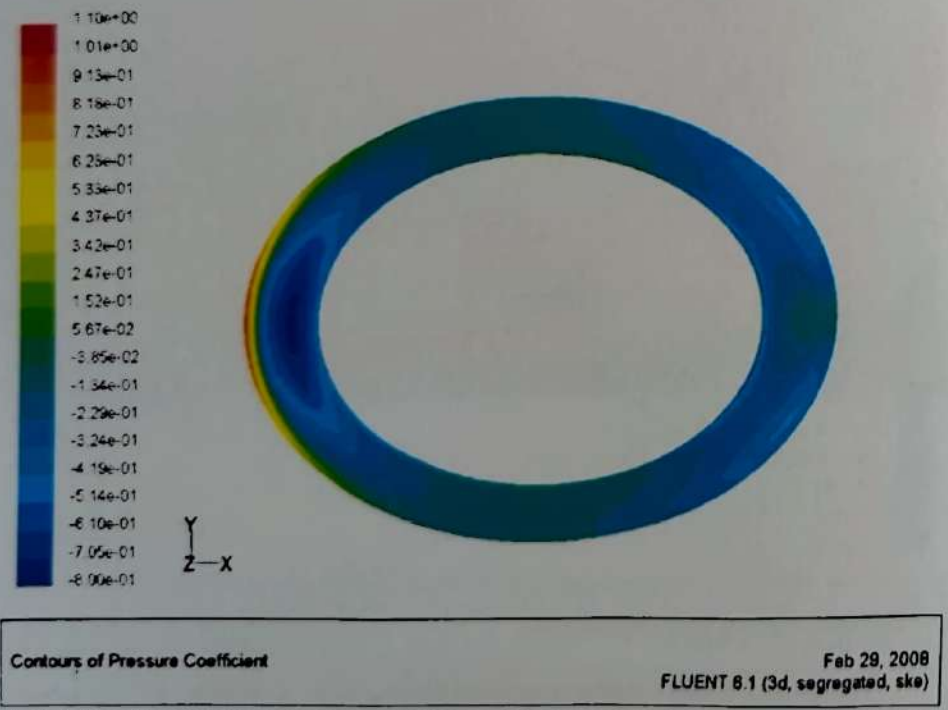


Рис. 3.119. Коэффициенты ветрового давления, вычисленные для внутренней поверхности вогнутой кровли при угле наплыва ветра 0^0 .

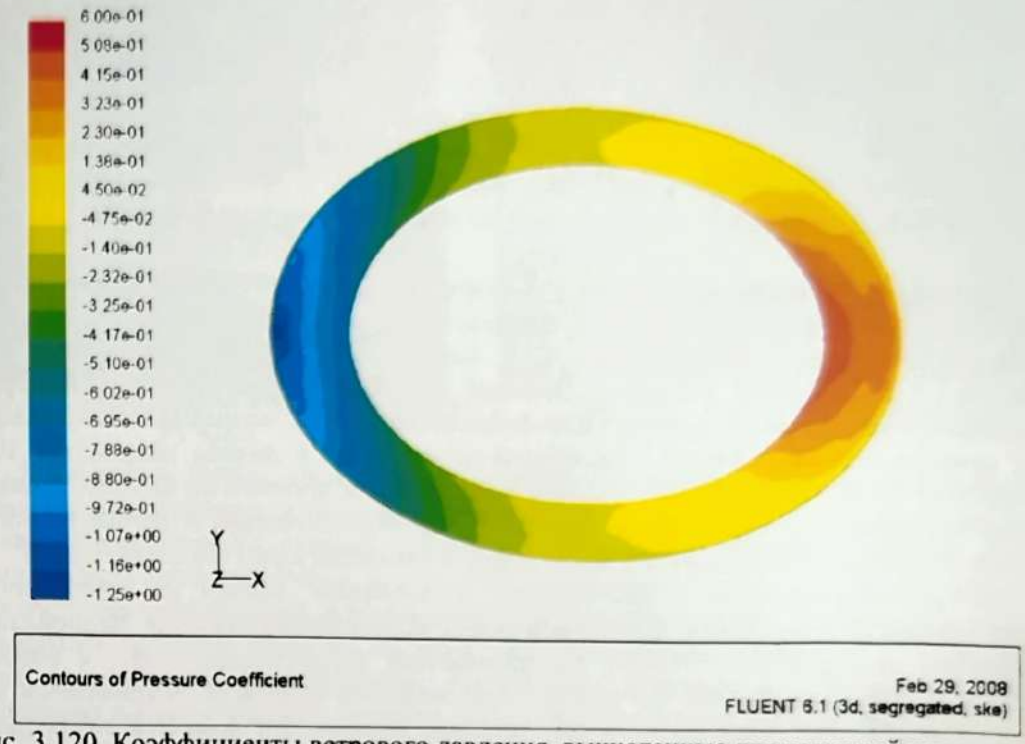


Рис. 3.120. Коэффициенты ветрового давления, вычисленные для наружной поверхности вогнутой кровли при угле наплыва ветра 0^0

3.4.6. Исследование аэродинамических факторов ветровых воздействий

Определение ветровых нагрузок на инженерные сооружения различного назначения, таких как многоэтажные здания, мосты, телевизионные башни, большепролетные покрытия стало необходимой практикой при их разработке и строительстве. Стадион в г. Днепропетровске с большепролетным консольным покрытием над зрительскими трибунами явился одним из таких объектов, для которого решено было выполнить комплексные экспериментальные исследования влияния ветровых воздействий на конструкции покрытия и определить характер аэрационного режима на игровом поле в аэродинамических трубах Национального авиационного университета Украины.

Принимая во внимание масштабы сооружения (площадь навеса составляет около 18 тысяч кв. метров) и большой вылет консольного свеса козырька над трибунами, конструкцию покрытия можно отнести к разряду уникальных объектов. Поскольку, как говорилось выше, одной из основных нагрузок для такого рода сооружений является ветровая, правильное определение аэродинамических факторов воздействий во многом определяет принимаемые конструктивные решения и их экономичность.

Не трудно представить себе, что огромная консольная плита навеса над трибунами является достаточно гибкой и деформативной системой, выполнить которую изящной с архитектурной точки зрения конструктивно весьма не просто. Для этого нужно продумано и рационально задать геометрическую форму и тщательно изучить силовые воздействия на систему.

Особенностями аэродинамической компоновки навесов над трибунами рассматриваемого стадиона являются значительная общая площадь навесов, наклон навесов во внешние стороны под углом $6{,}5^0$, большой проем в центральной части навеса над игровым полем, крутой подъем (под углом 30^0) зрительских трибун.

Как известно [34, 98], при обдувке воздушным потоком изолированной плоской пластины под малыми углами атаки имеет место безотрывное обтекание, что инициирует возникновение достаточно значительной по своей величине подъемной аэродинамической силы. В реальной конструктивной компоновке навеса стадиона сзади за трибунами присутствует система вертикальных стеновых панелей, которые являются преградой для воздушных потоков под нижней поверхностью навеса. В некоторых случаях, например, с целью улучшения аэрационного режима над игровым полем и зрительскими трибунами в задних стеновых панелях устраивают проемы для прохода через них воздуха из застойных зон.

В связи с тем, что на сегодняшний день в нормативной базе отсутствуют конкретные рекомендации для назначения расчетных ветровых нагрузок на навесы пространственных сооружений со сложной конфигурацией [27], был избран путь их определения путем физического моделирования обтекания моделей стадиона в аэродинамических трубах Национального авиационного университета. Были изготовлены: модель (М1:300) типового отсека прямого участка стадиона с трибунами и навесами и полная модель (М 1:120) стадиона (рис. 3.121, 3.122, 3.123, 3.124). Обе модели имели дренажи на верхних и нижних поверхностях навеса для определения величин воздушного давления в ветреную погоду. Продувки полной модели стадиона осуществлялись в диапазоне азимутов ветра $0...360^0$.

Предшествующий опыт и предпосылки исследований. Одним из крупнейших в Украине центров по проведению аэродинамических исследований является Национальный Авиационный Университет в г. Киеве. На протяжении более тридцати лет, а особенно интенсивно в последние 10 лет, на кафедре аэродинамики и летной эксплуатации НАУ проводятся экспериментальные исследования ветровых воздействий на модели различных по архитектуре и форме наземных зданий и сооружений. Объектами исследований было определение величин распределения воздушного давления на внешние поверхности стен высотных сооружений, интегральных шестикомпонентных аэродинамических сил и моментов, частот аэродинамических колебаний конструкций на упругоподобных моделях, спектральных характеристик спутного турбулентного следа за разнесенными в пространстве элементами сооружений, влияния уплотнения высотными зданиями на эффективность вытяжных вентиляционных систем существующих 3-5 этажных жилых застроек с водонагревательными газовыми колонками. Из наиболее значимых исследований можно назвать исследования динамически подобной модели Монумента Независимости Украины в г. Киеве [107]. В 2004-2006 гг. были исследованы ветровые нагрузки на оригинальные архитектурные высотные здания в Большой Ялте в Крыму, а также для высотного здания в районе Позняки г. Киева [50]. Определялись условия возникновения аэроупругих колебаний композиции креста Собора Украинской греко-католической церкви г. Киева [120]. Следует также упомянуть достаточно богатый опыт аэродинамических исследований большепролетных сооружений, накопленный в ЦАГИ им. Н.Е.Жуковского.

Все эти и другие аналогичные исследования ветрового воздействия на оригинальные здания и сооружения показывают, что имеются значительные отличия реальных ветровых нагрузок от рекомендаций, которые в виде упрощенных формализованных схем содержатся в технической литературе и строительных нормативных документах [34, 27].

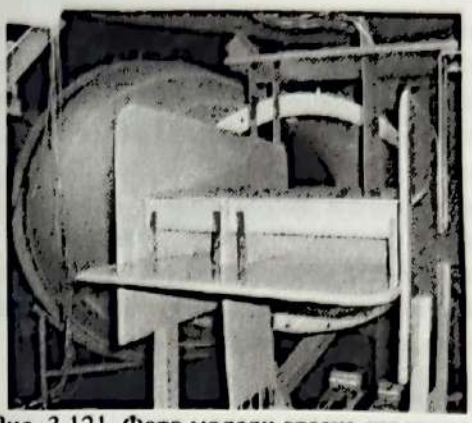


Рис. 3.121. Фото модели отсека стадиона в УТАД-2

Рис. 3.122. Фото модели стадиона в ТАД-2 НАУ

Постановка задачи. На первом этапе работ было решено выполнить дренажные и визуальные исследования в аэродинамической трубе УТАД-2 модели масштабом 1:300 типового отсека прямого участка стадиона с различными вариантами конструктивного решения задней стеновой панели, находящейся за последним рядом зрительской трибуны, и на основе этого эксперимента выбрать конфигурацию конструкции, которая обеспечила бы минимальные ветровые нагрузки на навес над зрительскими трибунами. С целью более точного определения распределения воздушного давления на нижней и верхней поверхностях навеса стадиона на втором этапе эксперимента на крупномасштабной модели М 1:120 полной конфигурации стадиона ФК «Днепр» выполнялись дренажные исследования в большой аэродинамической трубе ТАД-2. При крупномасштабном физическом моделировании воспроизводились условия пространственного обтекания стадиона в целом при значительно увеличенном критерий подобия по числам Рейнольдса с $Re = 0{,}3 \cdot 10^6$ (УТАД-2) до $Re = 1{,}1 \cdot 10^6$ (ТАД-2).

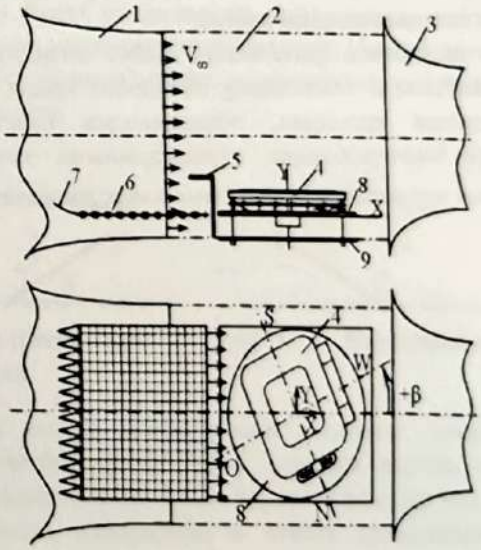


Рис. 3.123. Общая схема компоновки модели стадиона и турбулизаторов в рабочей части аэродинамической трубы ТАД – 2 НАУ: 1 – сопло; 2 – рабочая часть; 3 – диффузор; 4 – модель стадиона; 5 – приемник воздушных давлений; 6 – элементы шероховатости; 7 – генераторы вихрей; 8 – дополнительный поворотный круг; 9 – штатный поворотный круг ПК-2

При этом представилась возможность дренажные исследования выполнить в толстом возмущенном приземном пограничном слое, который создавался моделированием влияния соседних застроек кварталов города. В пределах футбольного поля определялись коэффициенты скорости воздушных потоков для общей оценки аэрационного режима на уровне двух метров над поверхностью игрового газона в ветреную погоду.

Результаты анализа экспериментальных исследований. Исследования модели отсека стадиона (первый этап). Исследования модели отсека стадиона выполнены в аэродинамической трубе УТАД-2 замкнутого типа. Эта аэродинамическая труба имеет открытую рабочую часть с выходным сечением сопла эллиптической формы размером 0,75×0,42 м, длиной 0,9 м и максимальную скорость воздушного потока 32 м/с.

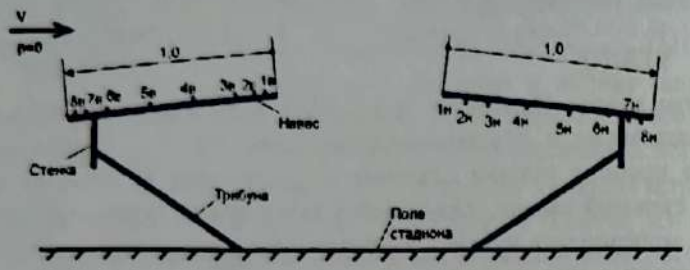


Рис. 3.124. Схема дренажа на навесах модели отсека

Результаты экспериментальных дренажных исследований модели М 1:300 отсека навеса над трибунами представлены в виде графиков зависимостей осредненных разностей коэффициентов давления $\Delta\overline{P}$, от относительной координаты расположения дренажной точки $\overline{x}$ на верхней и нижней поверхностях навеса (рис. 3.125). В процессе исследований модели отсека стадиона воздушный поток направлялся только поперек навеса. Анализ полученных результатов позволяет отметить следующие особенности распределения воздушного давления по поверхностям навеса.

При условном отсутствии зрительских трибун отсеки поверхностей навеса создают тандемную аэродинамическую компоновку наподобие крыла и горизонтального оперения самолета. За передними кромками, обращенными навстречу воздушному потоку, существуют зоны со значительными отрицательными коэффициентами давления до $\overline{P} = -1{,}16$, а суммарный перепад давления в этих зонах достигает $\Delta\overline{P} = \overline{P}_{верх} - \overline{P}_{низ} = |1{,}62|$.

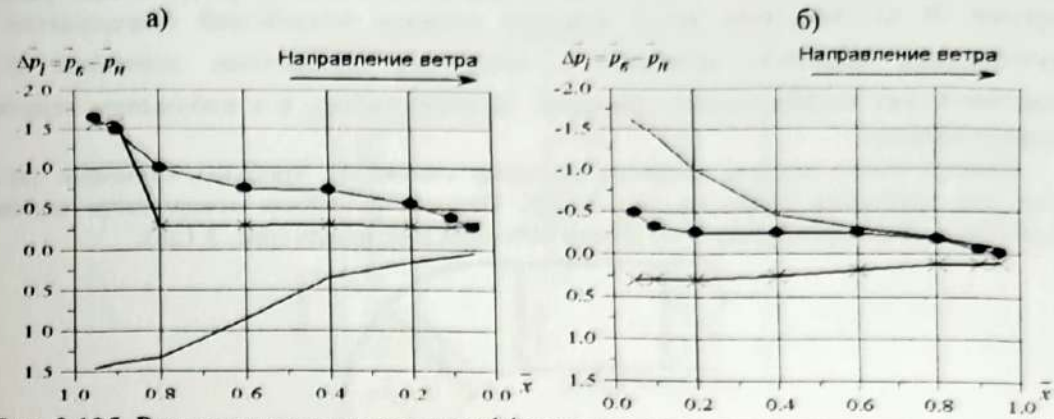


Рис. 3.125. Распределение разности коэффициентов воздушного давления на верхней и нижней поверхностях навеса по левому (а) и правому (б) навесах в случаях: ---------- - отсутствия зрительских трибун; -----•----- - наличия протока воздуха между верхними рядами трибун и навесом; -----×----- - без протока воздуха между верхними рядами трибун и навесом.

В реальной компоновке стадиона присутствие зрительских трибун с протоком воздуха между верхним краем трибун и навесом снижает пиковые уровни коэффициентов давления до $\overline{P} = -0{,}79$. При этом суммарный перепад давления на передней кромке навеса также снижается до $\Delta\overline{P} = |1{,}0|$.

Дальнейшее снижение величины коэффициента давления происходит при перекрытии щели между верхним краем трибун и навесом. В этом варианте компоновки поперечного сечения стадиона «без протока воздуха» минимальное значение коэффициента давления равно $\Delta\overline{P} = -0{,}63$, а суммарный перепад давления снижается до $\Delta\overline{P} = |0{,}3|$.

Визуальными исследованиями (рис. 3.126, 3.127) установлено, что внутри чаши стадиона в ветреную погоду будут существовать интенсивные перемещения воздушных масс, создающие благоприятную аэрационную обстановку. Непосредственно по поверхности игрового поля наблюдались устойчивые потоки, направленные в сторону, противоположную направлению ветра над стадионом.

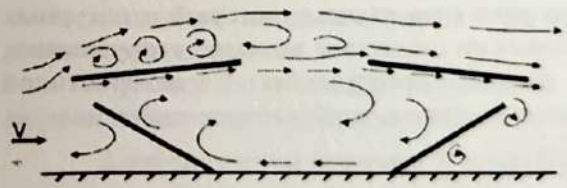


Рис. 3.126. Визуализация течения при наличии протока

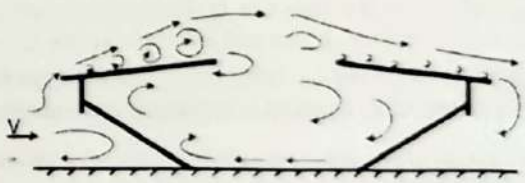


Рис. 3.127. Визуализация течения без протока

Исследования модели полной конфигурации стадиона (второй этап). **Объектом исследования в аэродинамической трубе ТАД-2 являлась модель полной конфигурации стадиона, изготовленная в масштабе М 1:120 относительно натуры. Как было отмечено выше, коэффициенты давления, измеряемые в точках дренирования, определялись по сечениям парно – соответственно на верхней и нижней поверхностях отсека. Это означает, что по результатам таких измерений можно оценить, с какой интенсивностью ветровые потоки действуют отдельно на нижнюю и верхнюю плоскости кровельного «пирога», а с другой стороны, суммируя эти воздействия, можно оценить, с какой результирующей силой ветровые потоки воздействуют на консольное покрытие в целом, то есть на несущие фермы. Здесь следует обратить внимание, что наличие отсасывающих воздействий, как на верхней, так и на нижней поверхностях покрытия (что имеет место в большинстве точек измерения)**

предопределяет интегральное воздействие на несущие системы покрытия в виде разности измерений. В нашем случае такой характер ветровых воздействий благоприятен для проектирования, поскольку приводит к небольшим абсолютным значениям $D\ \overline{P_i}$ аэродинамических коэффициентов давления (соответственно, и к небольшим величинам ветровых нагрузок).

Конструктивно модель стадиона включает основание, трибуны, стеновые экраны, навесы над трибунами (фото на рис. 3.122). Верхняя и нижняя поверхности половины модели навеса были дренированы по девяти сечениям в 62 точках (рис. 3.128).

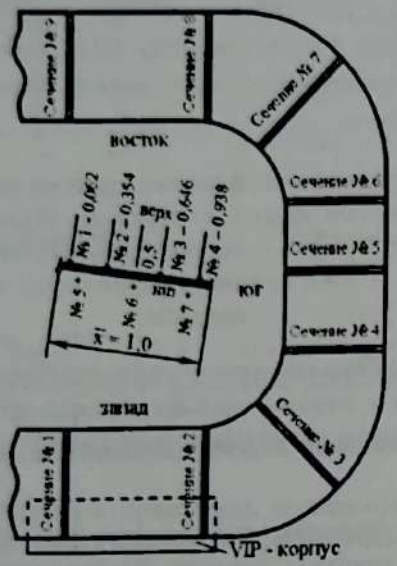


Рис. 3.128. Схема дренажа навеса модели отсека

Аэродинамическая труба ТАД-2 является трубой прямоточного типа с восьмиугольной в сечении рабочей частью размерами 4×2,5 м (ширина × высота) и длиной 5,5 м. Рабочая часть имеет щелевые стенки со степенью проницаемости 18%. Максимальная скорость воздушного потока в рабочей части – до 42 м/с, мощность привода – 660 кВт. Перед поворотным кругом с моделью стадионав аэродинамической трубе ТАД-2 были смонтированы специальные турбулизаторы и вихреобразователи для моделирования естественного приземного турбулентного пограничного слоя воздуха, который в натурных условиях городской застройки образуется на соседних со стадионом зданиях, сооружениях, больших деревьях, локальных неровностях земной поверхности. Характеристикой турбулентности, которая учитывает пульсации, является степень турбулентности:

$$\varepsilon = \sqrt{\overline{v'^2}}\,/\overline{V},$$

где $\sqrt{\overline{v'^2}}$ – пульсационная составляющая скорости, средняя во времени; $\overline{V}$ – средняя во времени скорость потока.

При физическом моделировании аэродинамических процессов в турбулентных течениях необходимо, чтобы в подобных течениях степени турбулентности были одинаковыми: $\varepsilon_н = \varepsilon_м$ (где $\varepsilon_н$ и $\varepsilon_м$ – степени турбулентности натурного и моделированного течения, соответственно).

Степень турбулентности нестационарного пограничного слоя, в который была погружена модель стадиона, исследовалась с помощью разработанного в НАУ трехкомпонентного приемника воздушного мгновенного давления.

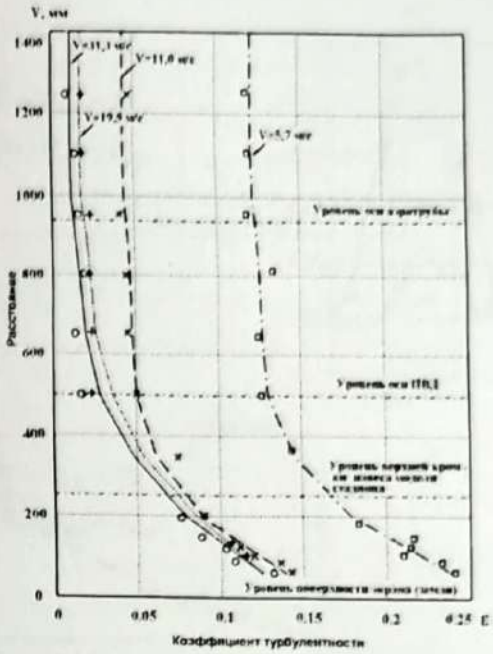


Рис. 3.129. Зависимость $\varepsilon = f(V, Y)$ в ТАД-2

Зависимость степени турбулентности ε_u воздушного потока, набегающего на модель стадиона, от высоты над экраном при различных средних скоростях потока показана на рис.3.129. Зависимость коэффициента скоростного напора воздуха μ_q от расстояния до поверхности экрана показана на рис. 3.130. Продувки модели полной конфигурации стадиона в аэродинамической трубе ТАД-2 выполнялись при средней скорости воздушного потока 28 м/с, которая контролировалась перед моделью на высоте выше высоты модели стадиона на 30 %. В натурных условиях эта точка контроля скорости ветра находится на высоте 36 м от поверхности земли.

Измерение статического воздушного давления, преобразование его в электрический сигнал, обработка и отображение полученных результатов в темпе эксперимента автоматизировали с использованием высокопроизводительной информационно – вычислительной системы «Дренаж - НАУ», которая основана на индивидуальных датчиках мгновенного давления.

Анализ полученных результатов экспериментальных дренажных исследований модели навеса над стадионом позволяет отметить следующие особенности.

Коэффициенты давления $\overline{P_i}$ практически во всех 62 дренажных точках при различных азимутальных углах направления воздушного потока в диапазоне $\beta = 0...360^0$ имеют отрицательные значения (имеет место действие отсоса на исследуемые поверхности). Причем, на верхней поверхности навеса над трибунами абсолютные величины воздушного давления преимущественно превышают величины воздушного давления на нижней поверхности навеса. Это указывает на то, что в ветреную погоду на покрытии всегда будет возникать аэродинамическая подъемная сила, стремящаяся поднять навес над трибунами стадиона.

Любое из дренированных сечений оказывается более нагруженным ветровыми нагрузками при направлении ветра вдоль этого сечения (перпендикулярно кромкам навеса или под некоторым углом β к рассматриваемому сечению). Увеличение отсасывающих нагрузок на верхней поверхности внешнего края навеса при косой обдувке поясняется возникновением интенсивных вихрей вдоль внешней кромки.

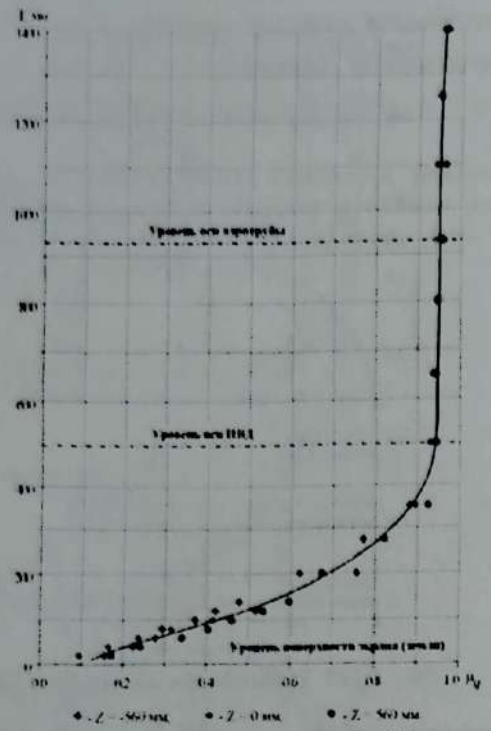


Рис. 3.130. Зависимость $\mu_e = f(Y)$ в ТАД-2

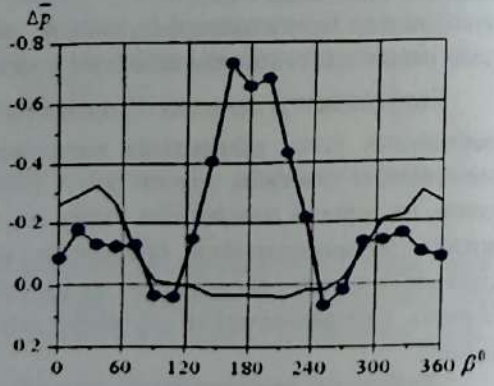
При этом в точках типа № 4 (верх внешнего края) фиксируются большие нагрузки до $\overline{P_i} = -(1{,}7...1{,}9)$. А в точках типа №7 (низ внешнего края) наибольшие нагрузки достигают $\overline{P_i}$ = - (0,6…0,4). При изменении направления ветра на 180°, когда точки № 1 (внутренний край) оказываются на переднем ребре атаки, в точках № 4 давление существенно снижается до $\overline{P_i} = -(0{,}6...1{,}0)$, а в точках № 1 давление возрастает до $\overline{P_i} = -(0{,}7...1{,}2)$.

На рис. 3.131 представлены эпюры зависимостей перепадов коэффициентов воздушного давления $\Delta\overline{P}$ в сечениях № 1, № 5, № 9 на концах хорд навеса в парных точках 1 – 5 и 4 – 7.

а)

—●— $\Delta\overline{P} = P_{1-4} - P_{1-7}$

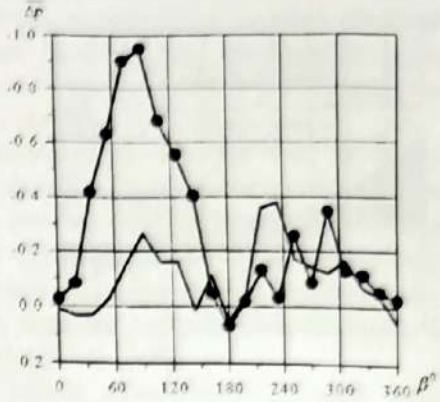
——— $\Delta\overline{P} = P_{1-1} - P_{1-5}$



б)

$\Delta\overline{P} = P_{5-4} - P_{5-7}$

$\Delta\overline{P} = P_{5-1} - P_{5-5}$



в)

$\Delta\overline{P} = P_{9-4} - P_{9-7}$

$\Delta\overline{P} = P_{9-1} - P_{9-5}$

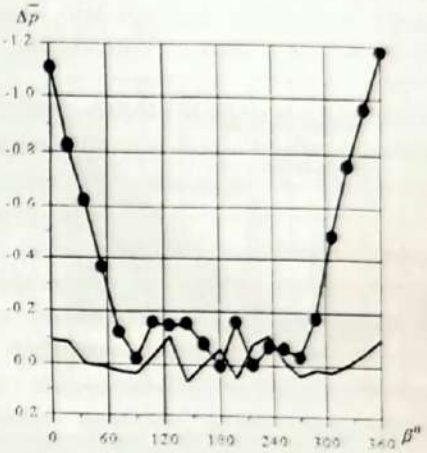


Рис. 3.131. Эпюры зависимостей $\Delta\overline{P} = f(\beta)$: а - сечение № 1, б - сечение № 5, в - сечение № 9

Видно, что перепад коэффициента воздушного давления имеет минимальные значения $\Delta\overline{P} = -1{,}2$, т.е. суммарная ветровая нагрузка на навес направлена вверх. Наличие VIP – корпуса на западных трибунах (сечение 1) уменьшило ветровую нагрузку на навес на $\Delta\overline{P} = -0{,}45$ по сравнению с навесом над восточными трибунами (сечение № 9).

На рис. 3.132 (схемы *а, б, в)* показаны некоторые обобщенные данные обработки результатов измерений коэффициентов давления $\Delta\overline{P_i}$ по створам 1; 3; 5. Выбраны диапазоны разбросов величин $\Delta\overline{P_i}$ при углах обдувки β, дающих максимальные их значения.

Результаты интегральной обработки величин представлены на схеме *г* в виде расчетных коэффициентов C_e, аналогично тому, как это принято в строительных нормах [27, 89]. Как видно на схеме, знак аэродинамических коэффициентов C_e по длине вылета навеса свидетельствуют о наличии только отсасывающего действия ветра и абсолютные их величины в среднем приближаются к C_e=-0.2...-0.3, кроме ограниченных зон у краев. Здесь следует особое внимание обратить на зону у внутренней кромки навеса, где проектом предусматривается установка светопрозрачного пояса из поликарбонатных панелей, которые должны быть надежно закреплены к прогонам навеса с учетом увеличенной величины отсосов. На первом этапе при эксперименте на отсеке навеса было выполнено варьирование формой поверхности покрытия навеса. Покрытию была придана слабо выпуклая форма (наподобие крыла самолета) для улучшения условий обтекания воздушным потоком.

Оказалось, что при этом ветровые отсосы на внешней поверхности не только не уменьшились, а наоборот стали большими на $\Delta\overline{P_i} = -0{,}15$.

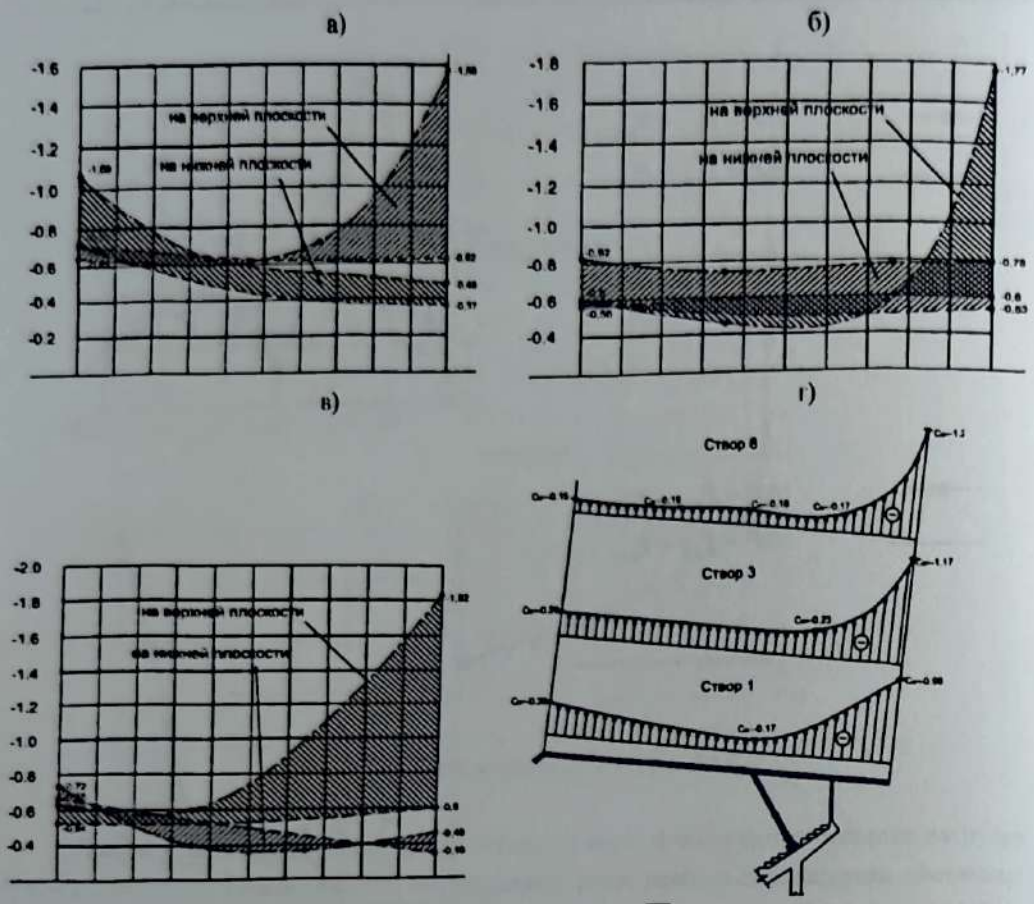


Рис. 3.132. Обобщенные схема распределения давлений $\overline{P_i} = P_{i.верх} - P_{i.низ}$ по створам: 1 (а), 3 (б), 8 (в), г - схема распределения аэродинамических коэффициентов C_e.

Аэрационный режим над поверхностью игрового поля (на уровне высоты головы футболистов) можно считать удовлетворительным. В соответствии с исследованиями на модели стадиона величина коэффициента местной скорости вблизи поверхности игрового поля находится в пределах K_V = 0,04…0,17. Таким образом, над поверхностью игрового поля образуются местные течения воздуха со скоростью, составляющей 4…17% от скорости ветра перед стадионом на высоте – 36 м от поверхности земли. При этом, ввиду наличия прямых, обратных и скошенных течений над поверхностью игрового поля в ветреную погоду, футболисты будут ощущать различное по направлению и слабое по скорости комфортное движение воздуха.

Судя по наличию отрицательных величин давления на нижних поверхностях навеса, в ветреную погоду над зрительскими трибунами также будет реализовываться комфортное движение воздуха. При этом через входные проемы, расположенные по всему периметру трибун, следует ожидать поступление свежего воздуха к зрителям.

В результате научного анализа величин погрешностей автоматизированной подсистемы «Дренаж – НАУ» показано, что инструментальная относительная погрешность измерения коэффициентов воздушного давления не превышает 1%. Однако, полная погрешность измерения определилась величиной случайной составляющей, равной 27% от максимального зарегистрированного коэффициента давления. Это поясняется тем, что плохообтекаемая конфигурация стадиона подвергается воздействию приземного нестационарного набегающего потока, который был образован в аэродинамической трубе ТАД-2 специальной турбулизирующей системой.

Выводы. В аэродинамических трубах УТАД-2 и ТАД-2 Национального авиационного университета выполнены дренажные и визуальные исследования моделей стадиона ФК «Днепр» с навесом над зрительскими трибунами. Показано, что минимальные величины коэффициентов воздушного давления на поверхностях навеса стадиона регистрируются при отсутствии протока воздуха между верхним краем трибун и навесом.

Сравнение результатов дренажных исследований отсека центральной части стадиона и результатов дренажных исследований модели полной конфигурации стадиона с навесами над трибунами в идентичных сечениях навеса показывает, что результаты исследований отсека стадиона можно отнести к качественным оценкам. Достоверными количественными результатами следует считать результаты дренажных исследований большой модели М 1:120 полной конфигурации стадиона, проведенных в большой аэродинамической трубе ТАД-2 НАУ в широком диапазоне углов направления ветра $\beta = 0...360^{\circ}$.

На верхней и нижней поверхностях навеса практически во всем диапазоне направлений ветра наблюдаются отрицательные величины коэффициентов давления (отсосы). Отсосы на верхней поверхности навеса как правило превышают отсосы под покрытием, поэтому интегральные величины воздействий ветрового потока на навес в целом направлены, в основном, вверх.

Показано, что над поверхностью игрового поля стадиона на уровне головы спортсменов соблюдается приемлемый аэрационный режим. Над поверхностью игрового поля образуются местные течения воздуха со скоростью, составляющей 4...17% от скорости ветра над стадионом на высоте 36 м от поверхности земли.

Ввиду того, что аэродинамическая конфигурация стадиона относится к плохообтекаемым объектам, и что стадион находится в пределах города с существующими по соседству постройками, зарегистрированы значительные пульсирующие колебания коэффициентов давления. Нестационарность отрывных течений воздушного потока с доверительной вероятностью 90 % оценивается величиной 27% от измеряемой величины коэффициента воздушного давления. Названная величина значительно превосходит инструментальную погрешность системы «Дренаж-М», которая не превышает 1%.

Результаты выполненных аэродинамических исследований были приняты во внимание при назначении комбинаций расчетных ветровых нагрузок на покрытие стадиона в г. Днепропетровске.

** В написании этого параграфа использованы материалы технического отчета об испытаниях моделей стадиона, составленного при участии старших научных сотрудников кафедры аэродинамики и летной подготовки НАУ кандидатов технических наук Павловского Р. Н. и Жданова А. П.*

4. Использование конструкций пространственных покрытий при реконструкции

4.1. Покрытие над трибунами стадиона в Лужниках (г. Москва, Россия) [2]

Расчет покрытия Большой Спортивной Арены (БСА) стадиона в Лужниках выполнен на основе проекта МНИИП «Трансформируемое покрытие над Большой спортивной ареной в Лужниках. Стальные конструкции стационарной части покрытия КМ-1У» и «Задания на расчет несущих конструкций покрытия БСА стадиона в Лужниках, МНИИП, Вариант 1997 г.». Нагрузки от трансформируемой части учтены по проекту ЦНИИПСК им. Мельникова (3-Ф8360-КМ-1). При расчете покрытия уделено особое внимание обоснованному выбору метода расчета, включая достоверную расчетную модель, изучению и прогнозу расчетных нагрузок и воздействий, анализу результатов расчета и сопоставлению их с данными экспериментальных исследований, которое позволило оценить правомерность принятых расчетных предпосылок.

Уникальность и повышенный уровень ответственности сооружения определили набор работ расчетного характера, обеспечивающих его надежность. Они включали расчет на статические и динамические нагрузки и воздействия, проверку устойчивости сооружения. За основу принимался расчет покрытия на статические нагрузки. Собственный вес покрытия, включающий основные конструктивные элементы, вспомогательные балки и эксплуатационно-технологического оборудование определены на основе рабочих чертежей покрытия. Расчетная снеговая нагрузка принята равной 1,4 кПа, а в некоторых сочетаниях учтена повышенная снеговая нагрузка интенсивностью 2 кПа.

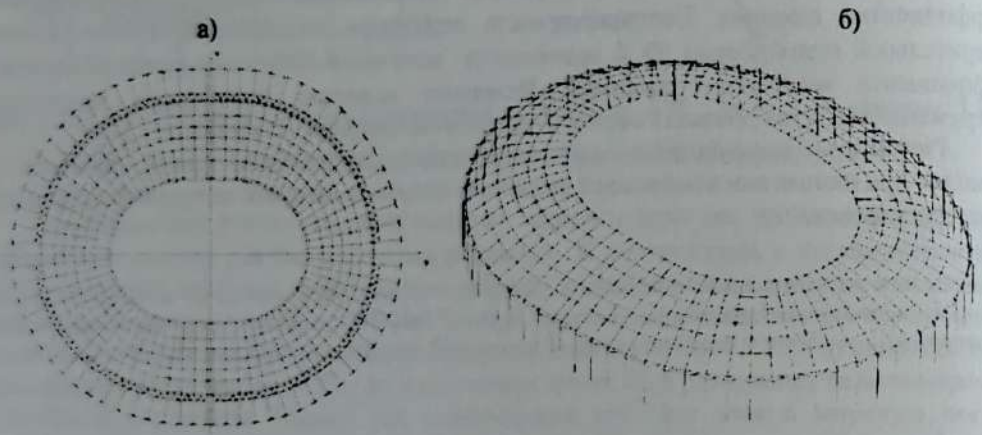


Рис. 4.1. Расчетная схема покрытия БСА: а – общий вид, б - аксонометрия расчетной схемы

Основные схемы снеговых нагрузок и ветровых воздействий на покрытии приведены далее. При учете нагрузок, предусмотренных СНиП, введен коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n =1,2. В начальной стадии проектирования, в результате приближенных аналитических расчетов, были определены параметры основных конструктивных элементов и условия их сопряжения.

Последующие расчеты выполнены численными методами на ЭВМ, с необходимой корректировкой размеров конструкции, их расчетных схем и нагрузок. Достоверность расчетов покрытия обеспечивалась их независимым выполнением на ЭВМ в двух организациях (МНИИП и ЦНИИСК). В расчете рассмотрены разные расчетные модели с последующим сопоставлением результатов, при этом использованы одни и те же исходные данные по геометрическим характеристикам и нагрузкам.

В МНИИП расчетная модель принята в виде стержневой системы, отражающей 1/4 часть покрытия. Расчет выполнен в геометрически линейной постановке с использованием программного комплекса «Мираж». В ЦНИИСК расчетная модель стержневой системы сформирована как для 1/2 части, так и для полного покрытия. Расчет выполнен как в геометрически линейной, так и в нелинейной постановках, с использованием программного комплекса «Гамма».

Стационарное покрытие стадиона рассчитывалась как единая пространственная система, включающая внутренний и наружный контуры, систему радиально-кольцевых ребер, связи и расположенные по периметру наружного контура колонны (см. рис. 3.1.).

Учитывая, что принятая расчетная модель имеет большую степень статической неопределимости, расчет выполнялся методом стержневой аппроксимации. Расчет в нелинейной постановке для деформированного состояния покрытия реализован с помощью шагового метода, при этом нагрузка разбивалась на порции так, чтобы на каждом шаге расчет не отличался от линейного.

Стандартный комплекс «Гамма» позволяет выполнять расчеты, учитывая возможную геометрическую нелинейность или производить деформационный расчет с автоматическим выбором шага на каждом этапе. Величина порции нагрузки на каждом шаге определялся по критерию ограничения максимального угла перекоса стержневой системы.

В расчете рассмотрены 23 комбинации нагрузок, включающие собственный вес покрытия, нагрузку от эксплуатационного оборудования, снеговую нагрузку при различных схемах её распределения, нагрузку от трансформируемой части, с изменением ее положения, а также температурные воздействия.

Расчетная схема. Расчетная схема, реализованная по программе «Гамма», образована системой, состоящей из 1454 узлов и 1898 стержневых элементов, взаимодействующих в системе полного покрытия. Схема составлена из стержней с 6-ю степенями свободы с определенными условиями сопряжения в узлах и необходимыми граничными условиями, учитывающими конструктивные особенности покрытия.

В расчетной схеме применена та же система координат, которая использована в проекте. При этом ось Х направлена вдоль оси Б стадиона, ось У вдоль оси А, ось 2 - вверх все сопряжения элементов, кроме колонн и связей, приняты жесткими (рамными).

Высотные координаты узлов расчетной схемы соответствуют исходному монтажному положению.

Стержни расчетной схемы представляют собой оси реальных элементов, проходящие через центры тяжести их сечений. Эксцентриситеты в узлах внутреннего и наружного контуров учитываются с помощью дополнительных выносных стержней с жесткостью на 2 порядка превышающей жесткость самих сечений. Причем длины этих дополнительных стержней соответствуют расстояниям от центра тяжести сечения до оси примыкающих к контуру стержней расчетной схемы.

Нижние и верхние концы колонн прикреплены к основанию и наружному контуру посредством цилиндрических шарниров, обеспечивающих свободу поворотов по нормали к контуру. Главные оси инерции колонн совпадают по направлениям с радиальными осями покрытия.

Вертикальные связи между железобетонной частью трибун и наружным контуром в расчетной схеме обеспечивают возможность перемещения контура по вертикали и поворот каждой панели связи относительно ее нижних шарниров в радиальном направлении.

Обжатие свайного основания и деформации грунтов в расчете не учитывались.

Снеговые и ветровые нагрузки. При назначении ветровых и снеговых нагрузок, действующих на покрытие, принято во внимание назначение сооружения, его социальная значимость и предполагаемый срок; эксплуатации, а также учтена новизна и оригинальность геометрической формы покрытия, уникальность принятых конструктивных решений. В соответствии с *ГОСТ 277 51-88 «Надежность строительных*

конструкций и оснований. Основные положения по расчету» при наличии статистических данных расчетные значения нагрузок, действующих на подобные сооружения, допускается определять непосредственно по заданной вероятности их непревышения. Такой подход использован при назначении снеговых нагрузок. При определении расчетных ветровых воздействий уникальность покрытия учтена введением повышенного значения соответствующего коэффициента надежности.

Закономерности сноса снега с покрытия и распределение аэродинамических коэффициентов давления по его поверхности исследованы в аэродинамической трубе «А-6» института механики МГУ им. Ломоносова (ИМ МГУ), которая имеет замкнутый контур и открытую рабочую часть эллиптического сечения с размерами осей 2.34×4 м. Длина рабочей части трубы -4м; максимальная скорость потока в присутствии модели достигает 45 м/с. Здесь же проведены модельные исследования по изучению ветровых режимов внутри стадиона, его вентиляции (проветриваемости), а также получены экспериментальные данные о распределении давления ветра по полю и трибунам стадиона. При этом рассмотрено несколько вариантов покрытия, отличающихся геометрической формой и конструктивными решениями как стационарной, так и трансформируемой частей.

Обработка (в том числе и графическая), а также анализ экспериментальных данных модельных испытаний выполнены в ЦНИИСК им. Кучеренко.

Вид модели в процессе продувки в аэродинамической трубе (исследование снегоотложений) показан на рис. 4.2.

Рис. 4.2. Вид модели покрытия в процессе продувки в аэродинамической трубе

Ветровые нагрузки. Принятая в разделе «Ветровые нагрузки» *СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», М.,1985.*, методика определения пульсационной (динамической) составляющей ветровой нагрузки не может быть использована расчете покрытия, так как учитывает динамическую реакцию сооружений только от действия пульсационной горизонтальной компоненты скорости ветра с аппроксимацией энергетического спектра по Давенпорту.

Пульсации давления на покрытиях любого типа, действующие в вертикальном направлении, определяются закономерностями обтекания сооружения потоком воздуха, срывом вихрей с его наветренных кромок и могут быть найдены в результате проведения специальных модельных аэродинамических испытаний.

При принятых конструктивных решениях опорных конструкций, покрытие в целом имеет достаточно низкие собственные частоты в горизонтальных направлениях (в зависимости от массы трансформируемой части покрытия эти частоты мог составлять 1-

1.5 Гц) и, следовательно, в соответствии требованиями *«Нагрузки и воздействия»*, для этого расчетного случая необходимо учитывать динамическое действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Оценки динамической реакции сооружения в горизонтальных направлениях предполагается получить расчетным путем после завершения проектирования трансформируемой части покрытия и определения (в том числе с учетом результатов натурных экспериментальных исследований) его собственных частот и форм.

Средняя составляющая ω_m ветровой нагрузки, действующей по нормали к внешней поверхности стационарной и трансформируемой частей покрытия, определяется в соответствии с требованиями главы «Ветровые нагрузки» СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [89] по формуле:

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k(z) \cdot C_p \cdot (1 + k_g) \cdot \gamma_f \qquad (4.1)$$

где: ω_0 = 0.23 кПа -нормативное значение давления ветра для метеоусловий г. Москвы; z - высота над поверхностью земли; $k(z)$ - коэффициент, учитывающий изменение давления ветра по высоте над местностью типа А; C_p - аэродинамический коэффициент суммарного давления; k_g=0.25 - коэффициент, учитывающий действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки; γ_f = 1.6 - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Повышенное значение коэффициента надежности по ветровой нагрузке (γ_f = 1.6) принято с учетом того, что покрытие относится к классу сооружений с повышенной степенью ответственности, которая определяется его назначением, предполагаемым сроком эксплуатации и социальной значимостью.

Суммарные аэродинамические коэффициенты давления c_p, в каждой точке покрытия определялись как разность коэффициентов внешнего c_e и внутреннего c_i давлений, т.е.:

$$c_p = c_e - c_i, \qquad (4.2)$$

где значения коэффициентов c_e и c_p приняты по результатам продувок модели.

Распределения аэродинамических коэффициентов давления c_p, по стационарной части покрытия для угла α=0 (см. рис. 4.3), характеризующих его ориентацию по отношению к направлению скорости ветра. В таблице 4.1 для различных вариантов условий эксплуатации ($П_1$-$П_4$) приведены соответствующие максимальные и минимальные значения коэффициентов c_p, которые использованы при выборе расчетного варианта нагружения:

- $П_1$ - трансформируемая часть отсутствует (навес над трибунами);
- $П_2$ - трансформируемая часть закрыта;
- $П_3$ - трансформированная часть открыта на одной половине;
- $П_4$ - трансформируемая часть полностью открыта.

Таблица 4.1

Минимальные (в числителе) и максимальные (в знаменателе) значения аэродинамических коэффициентов c_p

α	Стационарная часть				Трансформируемая часть		
град.	$П_1$	$П_2$	$П_3$	$П_4$	$П_2$	$П_3$	$П_4$
0^0	-0,49/1,00	-0,33/1,00	-0,25/1,05	-0,64/1,65	-0,56/0,04	-0,57/0,08	-1,52/0,32
30^0	-0,44/0,70	-0,50/0,66	-0,28/0,61	-0,37/1,70	-0,67/-0,03	-0,56/0,46	-1,95/0,67
45^0	-0,47/0,80	-0,36/0,78	-0,42/0,77	-0,35/1,39	-0,98/0,0	-0,85/0,10	-1,77/0,62
60^0	-0,33/0,97	-0,37/0,81	-0,26/0,95	-0,39/1,55	-1,33/-0,03	-1,22/0,08	-1,12/0,56
90^0	-0,32/0,69	-0,40/0,46	-0,39/0,78	-0,32/0,77	-1,39/0,0	-1,15/0,09	-0,54/0,09
120^0			-0,32/1,55			-1,49/0,02	
135^0			-0,33/1,15			-1,60/0,10	
150^0			-0,32/1,32			-2,12/0,12	
180^0			-0,67/1,60			-1,48/0,33	

В табл. 4.2 приводятся относительные величины горизонтальной составляющей ветровой нагрузки, соответствующие различным скоростям ветра и осредненное время действия этой нагрузки. Эти данные могут быть использованы для организации работ по перемещению трансформируемой части покрытия и при оценке необходимых для этого энергозатрат, мощности двигателя и других параметров.

Таблица 4.2.

Относительная интенсивность Φ_m ветровой нагрузки (в %), действующей на трансформируемую часть покрытия при различных скоростях ветра v(м/с) на уровне 10 м, осредненные время действия t и интервал повторения этой нагрузки

v, м/с	расчетная	15	10	7	5
t	3 часа за срок эксплуатации	1 час в год	1 час в месяц	1 час в неделю	3 часа в неделю
W_p, %	100	32	14	7	4

При проведении модельных экспериментальных работ в аэродинамической трубе ИМ, МГУ кроме изучения распределения ветровой и снеговой нагрузки по внешним и внутренним поверхностям покрытия были исследованы ветровые режимы внутри стадиона, а также степень его вентиляции, соответствующие различным вариантам эксплуатации и положения трансформируемой части покрытия.

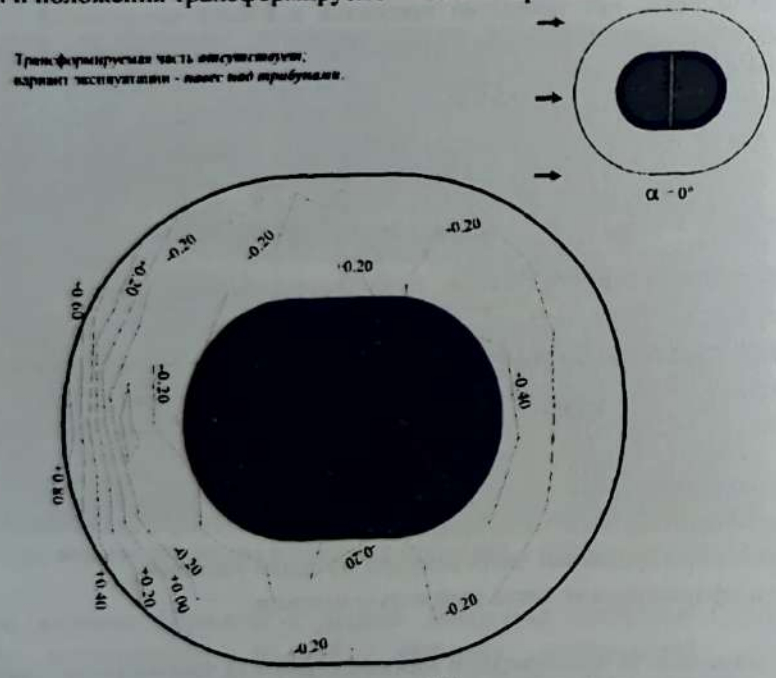


Рис. 4.3. Распределение аэродинамических коэффициентов по поверхности покрытия

Снеговые нагрузки. В соответствии с разделом «Снеговые нагрузки» СНиП необходим учет в расчете конструкций двух вариантов снеговых нагрузок: равномерно распределенных (при отсутствии переноса снега по покрытию) и неравномерно распределенных (при возможности переноса и частичного сноса снега).

- *Равномерно распределенные снеговые нагрузки на стационарную часть покрытия*

Снеговые нагрузки на стационарную часть покрытия складываются из нагрузок, действующих на нее непосредственно, и из снеговых нагрузок на трансформируемой части, которая по условиям эксплуатации может перекрывать спортивную арену в осенний период (до 10 декабря) или в весенний период (с 1 марта).

С целью выявления неблагоприятных значений снеговых нагрузок на покрытие рассмотрены данные о наибольших ежегодных значениях веса снегового покрова земли за многолетний период, полученных на шести метеостанциях Московской области. Статистический анализ этих данных показал, что изменчивость ежегодных максимумов веса снегового покрова хорошо описываются первым предельным распределением Гумбеля, а их значения в московском регионе могут достигать и несколько превышать 2 кПа (при этом зима была относительно теплой, снегопады проходили при относительно высоких температурах, снег обладал повышенной связностью и накапливался на покрытиях без обычно наблюдаемого переноса и сноса).

- *Неравномерно распределенные снеговые нагрузки на стационарную часть покрытия*

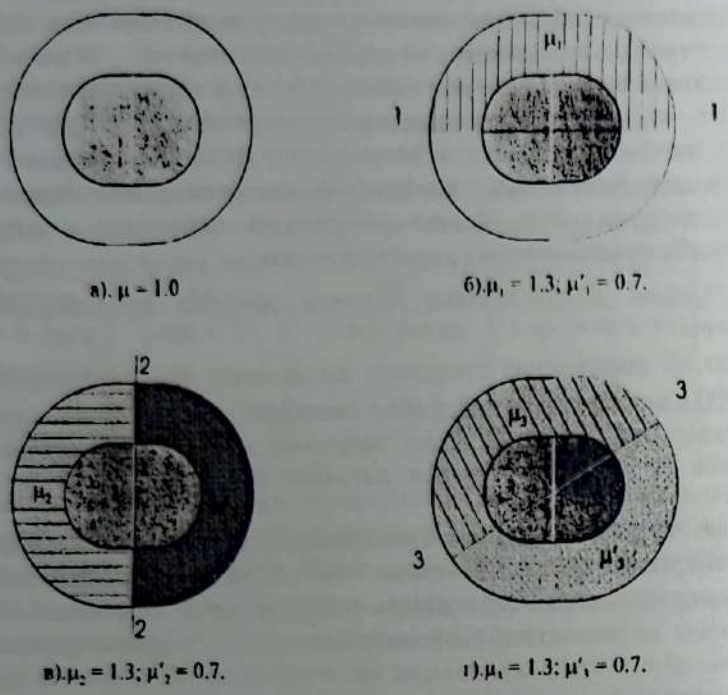
С целью их определения проведены специальные продувки модели покрытия в масштабе 1:300 в аэродинамической трубе с имитацией отложений снега древесной мукой. Основной целью этих продувок было получение качественной картины возможного переноса снега по отдельным частям покрытия под воздействием ветра различных направлений.

На модель покрытия наносился слой древесной муки толщиной в 1 мм с частицами размером 0.1-0.2 мм и влажностью порядка 8-10%; затем при постепенно возрастающей от 1.5 до 4 м/с скорости потока наблюдалось распределение и снос «снега» и таким путем выявлялись зоны интенсивного и ограниченного сноса. Продувки проведены при ветре вдоль продольной оси стадиона, поперек нее и под углом 45^0 к оси. На рис. 3.2 показан один из вариантов распределения «снега» на покрытии после продувки модели.

В результате серии продувок выявлена возможность интенсивного сноса снега с наветренных сторон покрытия и существенно меньшего - с заветренных частей. С учетом интенсивного сноса снега в холодные зимы принято, что с наветренных сторон может сноситься до 50% выпадающего снега (2 х 0.5 =1.0 кПа), а с заветренных - порядка 10% (2 х 0.1= 0.2 кПа). Таким образом, для конструкций стационарной части покрытия рекомендованы достаточно жесткие условия расчета на несимметрично распределенные снеговые нагрузки: с интенсивностью 1.0 кПа по одну сторону от оси симметрии покрытия и 1.8 кПа - по другую сторону. Учитывая, что за многолетний период эксплуатации неблагоприятный перенос снега по покрытию может происходить по разным направлениям, следует предусмотреть в расчетах конструкции возможность реализации такого загружения относительно как продольной оси покрытия, так и по другим направлениям.

Рекомендованные значения нагрузки отнесены расчетному весу снегового покрова 1.4 кПа, и полученные коэффициенты μ для трех вариантов загружения приведены на рис. 3.4 б, в, г.

Кроме общей неравномерности снеговых нагрузок на стационарную часть покрытия необходимо учесть также местные повышенные снеговые нагрузки в десятиметровой зоне по периметру внутреннего контура. Эти местные нагрузки возможны при закрытой центральной части покрытия вследствие сноса снега с трансформируемой части в осенний или весенний периоды. При этом учтено, что снос снега пропорционален кубу скоростей ветра того или иного направления и общий снос с пологого покрытия за рассматриваемый период может достигнуть 70%. На указанные нагрузки рекомендовано произвести расчет всех элементов покрытия в указанной зоне.



а). $\mu = 1.0$ б). $\mu_1 = 1.3$; $\mu'_1 = 0.7$.

в). $\mu_2 = 1.3$; $\mu'_2 = 0.7$. г). $\mu_3 = 1.3$; $\mu'_3 = 0.7$.

Рис. 4.4. Коэффициенты μ для стационарной части покрытия

Оценка надежности стационарной части покрытия. Действующие нормы проектирования не содержат требований по количественной оценке надежности строительных конструкций. Предполагается, что выполнение расчетных требований обеспечивает достаточный уровень надежности, однако этот уровень может варьироваться в весьма широких пределах в зависимости от характеристик изменчивости нагрузок и свойств материалов, от конструктивной схемы, от числа элементов, составляющих конструкцию, от вида зависимости усилий в элементах от различных нагрузок и от степени взаимной зависимости их прочностных характеристик.

Для таких конструкций, как покрытие БСА, с одной стороны, должны быть предъявлены повышенные требования надежности из условия безопасности большого числа людей, а с другой стороны, имеется опасность того, что уровень надежности окажется недостаточным, т. к. в конструкции, состоящей из нескольких тысяч элементов, вероятность попадания слабого звена весьма значительна. Необходим анализ возможности попадания слабого звена в наиболее напряженную часть конструкции. Другими словами, для ответственных многоэлементных конструкций типа покрытия БСА, кроме выполнения расчетных требований СНиП, необходима количественная оценка уровня их надежности. В ЦНИИСКе была разработана специальная методика такой оценки, учитывающая особенности конкретной задачи.

Исходя из условий безопасности, развитие значительных пластических деформаций в конструкции покрытия, следует считать крайне нежелательным явлением. Поскольку невозможно определить, какую степень развития пластических зон следует считать значительной, в методике в качестве показателя надежности принята вероятность упругой работы, т. е. вероятность того, что ни в одной точке конструкции напряжения не достигнут предела текучести. Вероятность упругой работы конструкции за n лет эксплуатации определяется выражением

$$P_n = \int_{-\infty}^{\infty} f_{Q_n}(Q)[1 - F_R(Q)]dQ \qquad (4.3)$$

где $F_R(Q)$ - функция распределения несущей способности R всей конструкции покрытия (в данном случае под несущей способностью R понимается предельное значение нагрузки Q, при котором конструкция работает упруго); $f_m(Q)$ - плотность распределения вероятностей максимальных за срок n лет значений нагрузки Q.

При построении функции F_R в запас надежности пределы текучести элементов конструкции рассматриваются как независимые случайные величины, тогда:

$$F_R(Q) = 1 - \prod_{i=1}^{m} \left[1 - F_{\sigma_i}(\sigma_i(Q))\right] \qquad (4.4)$$

где $F_{\sigma_i}(\xi)$ - функция распределения предела текучести (σ_i стали, m - число элементов конструкции.

Т.к. при очень большом числе элементов второй член в формуле (4.4) стремится к нулю даже при малых значениях F_{σ_T} было принято решение использовать в (4.4) экспериментальную функцию распределения предела текучести стали, разумно ограниченную слева, а аппроксимацию теоретическим законом распределения производить при вычислении вероятности (4.3), т.е. в выражении (4.4) аппроксимировать не F_{σ_T}, а F_R.

Эмпирическая функция распределения F_{σ_T} (σ_T) была построена на основании результатов испытаний образцов стали (в данном случае было испытано 158 образцов). Эти результаты показаны на рис. 4.5, в виде точек, ординатами которых являются значения предела текучести (σ_i образцов, а абсциссами - накопленные частоты k. В качестве эмпирической функции распределения принимается кусочно-линейная огибающая этих накопленных частот, значения которой делятся на общее число образцов. Поскольку плотность распределения вероятностей предела текучести одномодальна, угол наклона прямолинейных участков огибающей должен возрастать до некоторого значения σ_T, а затем убывать. Из этого условия и с учетом минимального экспериментального значения σ_T устанавливается такое значение σ_T, при котором $F_{\sigma_T} = 0$. В данном случае минимальное значение в эксперименте было $\sigma_T = 3900$ кг/см^2. Нулевое значение огибающей установлено при $\sigma_i = 3700$ кг/см^2.

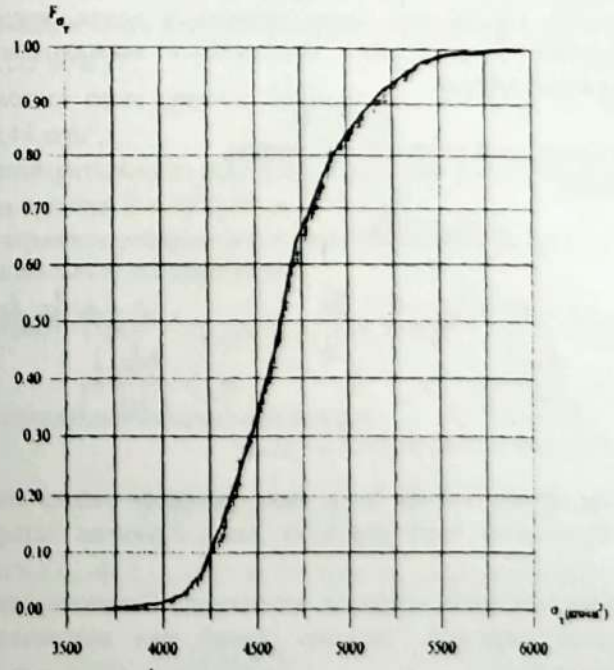


Рис. 4.5. Эмпирическая функция распределения предела текучести. Условные обозначения: _____ аппроксимирующая функция; + эмирические значения

При проектировании конструкции покрытия БСА учитывались две нагрузки: постоянная от собственного веса покрытия и переменная от веса снега на покрытии. Нагрузка от ветра не учитывалась, т.к. она оказывает разгружающее действие. Изменчивость постоянной нагрузки по сравнению с изменчивостью снеговой нагрузки пренебрежимо мала, поэтому она рассматривалась как детерминированная со значением, равным расчетному, т. е. в выражении (4.3) Q есть случайная величина снеговой нагрузки, $f_m(Q)$ - плотность распределения ее максимальных значений за n лет, а постоянная нагрузка учитывалась при вычислении значений функции распределения несущей способности $F_R(Q)$. В выражении (4.4):

$$\sigma_i(Q) = \sigma^P_{max\,i} + \sigma^P_{sni}\frac{Q}{Q_p} \qquad (4.5)$$

где $\sigma^P_{max\,i}$ - напряжение в i-м элементе от расчетного значения постоянной нагрузки; σ^P_{sni} - напряжение в i-ом элементе от расчетного значения снеговой нагрузки, Q_p - расчетное значение снеговой нагрузки, Q_p =1.4 кПа (140 кгс/м^2).

Напряжения в элементах получены с учетом геометрической нелинейности, однако, эта нелинейность оказалась незначительной, что позволило принять линейную зависимость (4.5).

Для вычисления вероятности (4.3) используется метод горячих точек, разработанный в свое время Б. Снарскисом, с локальной аппроксимацией распределений исходных величин нормальным законом. Аппроксимация производится в «горячей точке», т. е. в такой точке на границе области безотказной работы, где совместная аппроксимирующая плотность распределения вероятностей исходных величин максимальна. Т. к. положение горячей точки, как правило, заранее определить невозможно, то метод потребовал итерационного подхода.

Так как при расчете конструкций покрытия БСА учитывалась одна случайная нагрузка, это дало возможность свести многомерную задачу к одномерной на стадии подготовки исходных данных для метода горячих точек. Для этого вводится случайная величина R - несущая способность всего покрытия в целом, имеющая размерность нагрузки. Ее функция распределения определяется выражением (4.4). Функция работоспособности в этом случае:

$$g = R - Q, \qquad (4.6)$$

и граница области безотказной работы g = 0 линейна.

Дальность отказа:

$$\beta = \frac{u_Q\sigma_Q - u_R\sigma_R}{\sigma_z} \qquad (4.7)$$

где $u_R = \Phi^{-1}[F_R(Q_{*.m.})]$, $\qquad u_Q = \Phi^{-1}[F_{Q_*}(Q_{*.m.})]$ (4.8)

$$\sigma_R = \frac{\varphi(u_Q)}{f_R(Q_{*.m.})}, \qquad \sigma_Q = \frac{\varphi(u_Q)}{f_Q(Q_{*.m.})} \qquad (4.9)$$

$Q_{*.m.}$ – координаты горячей точки (из (4.6) следует $R_{*.m.} = Q_{*.m.}$).

С применением метода горячих точек была проведена оценка надежности реально существующей стационарной части покрытия для следующих четырех вариантов ее нагружения.

1) Трансформируемая часть покрытия отсутствует. Стационарная часть нагружена равномерной снеговой нагрузкой, численно равной весу снегового покрова земли, накопленного в течение зимы.

2) Покрытие состоит из стационарной и трансформируемой частей. Трансформируемая часть полностью закрыта. Все покрытие загружено равномерной снеговой нагрузкой, равной весу снегового покрова земли, накопленного в течение зимы.

3) Покрытие состоит из стационарной и трансформируемой частей. Трансформируемая часть может быть закрыта лишь до конца декабря, оставаясь открытой остальную часть зимы. В этом случае снеговая нагрузка на все покрытие с закрытой трансформируемой частью равна весу снегового покрова земли, накопленного до конца декабря.

4) Покрытие состоит из стационарной и трансформируемой частей. Трансформируемая часть может быть закрыта с начала марта. В этом случае снеговая нагрузка на стационарную часть равна нагрузке от веса снегового покрова земли, накопленного в течение всей зимы, а закрытая трансформируемая часть нагружена снегом, накопленным в течение марта.

Для вычисления показателей надежности работы конструкции в течение n лет необходима функция распределения максимальной за эти n лет снеговой нагрузки. Временной процесс снеговой нагрузки представляет собой процесс независимых реализации годовых максимумов с функцией их распределения $F_Q(Q)$. Для такого процесса функция распределения максимумов за n лет определяется как:

$$F_{Q_n}(Q) = F_Q^n(Q) = \{\exp[-\exp(-\frac{Q-a}{b})]\}^n = \exp[-\exp(-\frac{Q-b\ln n-a}{b})] = \\ = \exp[-\exp(-\frac{Q-a_n}{b})], \tag{4.10}$$

где $a_n = a + b \cdot \ln n$, a_1=91, a_{50}=205, a_{100}=225, b=29.

Плотность распределения определяется формулой:

$$f_{Q_n}(Q) = \frac{F_{Q_n}(Q)\ln F_{Q_n}(Q)}{29} \tag{4.11}$$

Предполагается, что по условиям эксплуатации трансформируемая часть покрытия с конца декабря по начало марта остается открытой. Поэтому она может быть нагружена либо снегом, накопленным до декабря (вариант 3), либо тем снегом, который накопится в течение марта (вариант 4). Получены следующие предварительные данные:

- для декабрьского снега средние значения нагрузки $\bar{S}$ = 26,9 кг/м^2, стандартное отклонение σ_s = 11,33 кг/м^2;

- для мартовского снега средние значения нагрузки $\bar{S}$ = 28,3 кг/м^2, стандартное отклонение σ_s= 10,44 кг/м^2.

Учитывая предварительность результатов, рекомендовано и в том и в другом случае в запас надежности принять $\bar{S}$ = 30 кг/м^2, σ_s = 12 кг/м^2.

Для обоих периодов распределения вероятностей нагрузки хорошо описываются двойным экспоненциальным распределением:

$$F_s(S) = \exp[-\exp(\frac{S-c}{d})], \text{ где } d = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_s = 9{,}36; \quad c = \bar{S} - 0{,}57722d = 24{,}6$$

Функция распределения максимумов за n лет:

$$F_{sn}(S) = \exp\left[-\exp(-\frac{S-s}{d})\right] \tag{4.12}$$

где $c_n = c + d \cdot \ln n$, c_1=24,6, c_{50}=61,2, c_{100}=67,7, b=9,4. Плотность распределения максимумов за n лет.

$$f_{sn}(S) = \frac{F_{sn}(S)\ln F_{sn}(S)}{9{,}4} \tag{4.13}$$

В варианте (4) стационарная часть покрытия нагружена снегом, накопленным за зиму. Величина нагрузки от этого снега имеет распределение вероятностей (18-3.10).

Трансформируемая часть нагружается снегом, накопленным в течение марта. Вероятностная модель этой нагрузки выражается функцией распределения (4.12). Очевидно, что эти нагрузки являются зависимыми случайными величинами, поскольку в марте на обе части покрытия откладывается снеговая нагрузка одинаковой интенсивности, т.е. нагрузка на трансформируемую часть составляет некоторую долю нагрузки на стационарную часть. Так, для некоторых из наиболее напряженных элементов внутреннего опорного кольца ее вклад в величины расчетных напряжений составляет до 3/4 от общей снеговой нагрузки, в то время как постоянная нагрузка вносит вклад порядка 40% от общей постоянной нагрузки, что составляет около 70% от расчетной доли снеговой нагрузки, приходящейся на трансформируемую часть в течение всего зимнего периода.

Сравнивая распределения (4.10) и (4.12), можно заметить, что связывающее их преобразование почти линейно. Если принять его линейным:

$$S = \frac{Q}{k} \tag{4.14}$$

то из (4.10) получим:

$$F_m(S) = F_Q(kS) = \exp[-\exp(-\frac{S - \frac{a_n}{k}}{\frac{b}{k}})] \tag{4.15}$$

т. е. распределение (4.12) с параметрами $c_n = a_n/k$ и $d = b/k$. При $k = 3{,}6$ получаем $c_n = 25{,}28$, $d = 8{,}06$, $\bar{S} = 25{,}28 + 0{,}57722 \times 8{,}06 = 29{,}93$, $\sigma_s = \frac{\pi \cdot 8{,}06}{\sqrt{6}} 10{,}34$.

Таким образом, можно считать доказанными два утверждения: 1) одна случайная величина является долей другой, 2) эти случайные величины связаны линейным преобразованием их распределений. В совокупности эти два утверждения дают возможность сделать вывод о функциональной зависимости величин S и Q, что позволило всю снеговую нагрузку на покрытие представить как одну нагрузку и использовать метод горячих точек, вычисляя напряжения $\sigma_i(Q)$ не по формуле (4.5), а из выражения:

$$\sigma_i(Q) = \sigma^{P}_{постi} + \sigma^{P}_{сн i(ст)} \cdot \frac{Q}{Q_p} + \sigma^{P}_{сн i(тр)} \cdot \frac{Q}{3{,}6 Q_p}, \tag{4.16}$$

где $\sigma^{P}_{сн i(ст)}$ - напряжение в i-ом элементе от снеговой нагрузки на стационарную часть при ее равенстве расчетному значению Q_p =1.4 кПа (140 кгс/м^2); $\sigma^{P}_{сн i(тр)}$ - напряжение в i-ом элементе от снеговой нагрузки на трансформируемую часть при ее равенстве расчетному значению Q_p =1.4 кПа (140 кгс/м^2).

Функции распределения (4.4) для всех вариантов строились по точкам с шагом $q = Q/Q_p = 0{,}1$.

Из результатов расчета следует, что вероятность упругой работы стационарной части по варианту загружения (1) близка к единице, а по варианту (2) - к нулю. Расчет дал значение $P_s = 0{,}9997$ для варианта (1) за 100 лет эксплуатации, а для варианта (2) за 50 лет эксплуатации $P_s \approx 0$. Для варианта (3), когда все покрытие с закрытой трансформируемой частью нагружено декабрьским снегом (S), вероятность упругой работы за 100 лет эксплуатации $P_s = 0{,}99$. Для варианта (4) получены значения $P_s = 0{,}665$ за 100 лет и $P_s = 0{,}795$ за 50 лет эксплуатации.

На основании полученных результатов можно сделать вывод о том, что надежность стационарной части покрытия без трансформируемой части (современное состояние) вполне обеспечена. В случае принятия решения о монтаже трансформируемой части заданного веса необходимо уточнить режим эксплуатации БСА. Надежность стационарной части можно считать обеспеченной, если трансформируемая часть открыта с конца

декабря до конца зимы. Если предполагается проведение соревнований и закрытие трансформируемой части: ранее начала апреля, то необходимо облегчение трансформируемой части.

Испытания модели покрытия. В обеспечении надежности несущей конструкции большепролетного покрытия, не имеющей аналогов в отечественной и мировой практике, исключительно важное место занимает экспериментальная проверка принятых конструктивных решений, расчетных предпосылок и методов расчета. Эта проверка включает: испытание модели покрытия, испытание узловых сопряжении натурной конструкции, исследования материала (стали) натурной конструкции и примененных в ней высокопрочных болтов.

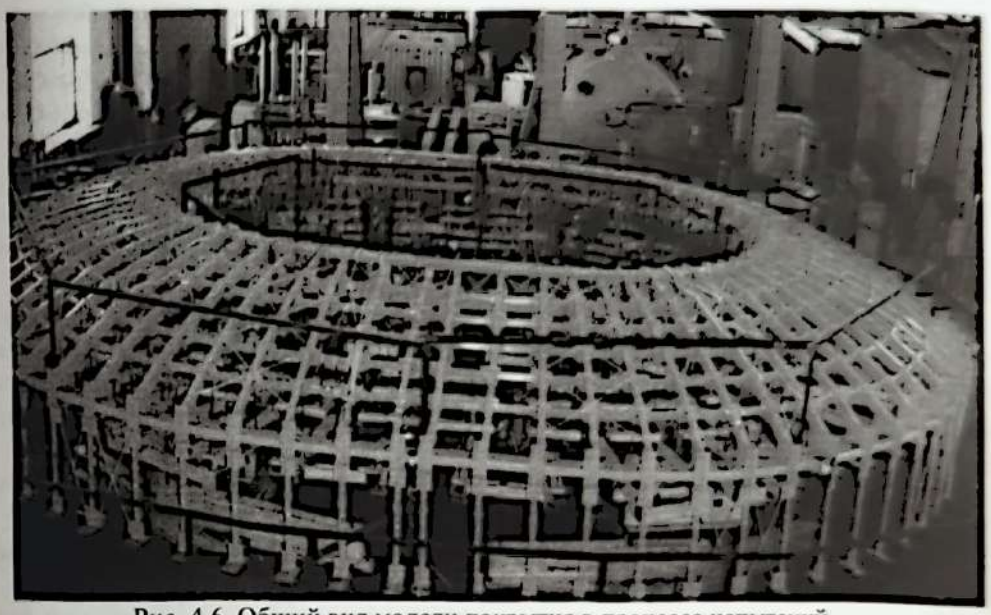


Рис. 4.6. Общий вид модели покрытия в процессе испытаний

Модель покрытия Большой Спортивной Арена выполнена в масштабе 1/30 по отношению к натурной конструкции*.

Цель экспериментальных исследований: изучение действительной работы модели, сопоставление экспериментальных данных с расчетными и проверка прочности, жесткости и устойчивости модели при различных сочетаниях нагрузок, оценка надежности конструкции и её поведения при динамических воздействиях.

Конструкция модели. Модель геометрически подобна стационарной части покрытия и в плане имеет размеры 8,3x10,3 м (рис. 4.6). В центре покрытия расположен проем; овальной формы размерами 4,17x6,16 м (трансформируемая часть натурного покрытия, перекрывающая центральный проем, в модели не предусмотрена и заменена системой сосредоточенных сил, приложенных к стационарной части).

Конструктивные элементы модели запроектированы из стали класса С245, она включает наружный замкнутый контур, опирающийся на стойки, внутренний контур и систему радиально-кольцевых элементов, расположенных между контурами:

- стойки-колонны - из парных уголков 32x3, размещенные с шагом 0,4 м и имеющие шарниры вверху и внизу;

* Рабочие чертежи модели и подмостей разработаны МНИИПом, загрузочные и распределительные устройства - МНИИТЭПом. Статические нагрузки для испытаний определены МНИИПом и ЦНИИСКом, а расчеты модели на эти нагрузки выполнены ЦНИИСКом. Сборка модели и вспомогательных конструкций осуществлена АО «Стальконструкция» в испытательном корпусе АО «ЦНИИС». Испытания модели, включающей подготовку и установку измерительной аппаратуры, проведение испытаний и обработку экспериментальных данных выполнены АО «ЦНИИС» при участии ЦНИИСК и МНИИТЭП.

- наружный замкнутый контур - замкнутого коробчатого сечения из гнутого швеллера 180х50х4, к полкам которого приварен лист 170х4 (между стойками контура предусмотрены вертикальные связи);
- внутренний замкнутый контур - пространственная ферма с верхним и нижним поясами из гнутых швеллеров 100х50х3 (верхний пояс усилен листовыми накладками толщиной 6 мм). Пояса объединены диагональными элементами квадратного сечения 10х10 мм и вертикальными фасонками из листа толщиной 6 мм;
- радиальные ребра – выполнены из гнутого швеллера 100х50х3, по концам которого выполнена приварка к вертикальным фасонкам наружного и внутреннего контуров. Ребра имеют ломаное очертание с точками перелома в местах примыкания кольцевых ребер, которые, в свою очередь, выполнены из гнутых швеллеров 60х32х3. Радиальные ребра в модели объединены также системой связей, из арматуры диаметром 12 мм, расположенных в уровне верхних полок швеллеров.

Все соединения стальных конструкций выполнены сварными.

На внутренних подмостях были установлены 8 стоек с консольными элементами, на концах которых расположены винтовые домкраты, для опирания внутреннего контура в процессе сборки модели. После раскружаливания модели стойки выполняли функции страховочных устройств в процессе загружения.

Статические испытания модели покрытия. Программа экспериментальных исследований модели, приведенная в таблице 4.3, состоит из двух частей. Первая часть включает испытания 1-9 циклов на различные комбинации нагрузок, вторая часть содержащая испытания 10-14 циклов, посвящен оценке надежности покрытия и влияния различных факторов на работу конструкции в целом.

В 1 - м цикле изучается процесс раскружаливания, то есть переход конструкции модели из монтажного состояния в эксплуатационное.

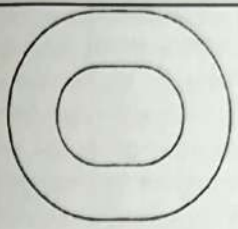
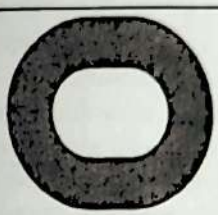
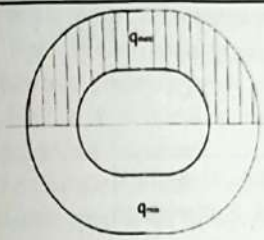
Процессу раскружаливания предшествовало пробное загружение модели равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью 30% от расчетной.

Раскружаливание внутреннего контура модели, опирающегося на монтажные винтовые домкраты выполняется путем постепенного и плавного поворота винтов до полного отрыва их от покрытия. При этом статическая нагрузка на покрытие равна собственному весу конструкций модели и распределительных устройств и что составляет 120 кгс/м^2 (16% от полной распределенной нагрузки).

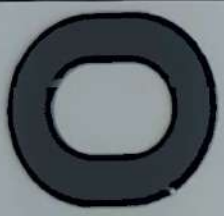
Во 2-м цикле определяется напряженно-деформированное состояние модели от статической симметричной равномерно распределенной расчетной нагрузки q_p, состоящей из собственного веса конструкций и снега по всей поверхности стационарной части покрытия.

Таблица 4.3

Экспериментальные загружения

№ цикла	Эскиз	Описание цикла	Примечание
1		Раскружаливание модели	
2		Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса и снега	$q_{сим}$
3		Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса и неравномерно распределенная нагрузка от снега	q_{max} q_{min}
4		Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса и снега и сосредоточенные силы P от закрытой трансформируемой части покрытия	$q_{сим}$ P = 1,422 т
5		Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса и снега и сосредоточенные силы P от открытой трансформируемой части покрытия	$q_{сим}$ P = 1,422 т
6		Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса и сосредоточенные силы P от полностью открытой левой половины и полностью закрытой правой половины трансформируемой части	$q_{сим}$ P = 1,422 т
7		Сосредоточенные силы P от трансформируемой части покрытия, находящейся в промежуточном положении	$q_{расч}$

Продолжение таблицы 3.3

№ цикла	Эскиз	Описание цикла	Примечание
8		Сосредоточение силы P от трансформируемой части покрытия: левой-находящейся в промежуточном положении и правой-закрытой	P = 1,422 т
9		Сосредоточение силы P от трансформируемой части покрытия: левой-открытой и правой-находящейся в промежуточном положении	P = 1,422 т
10		Равномерно распределенная расчетная нагрузка на всем покрытии и просадка одной колонны	$q_{расч.}$
11		Равномерно распределенная расчетная нагрузка на всем покрытии и просадка двух колонн	$q_{расч.}$
12		Равномерно распределенная расчетная нагрузка на всем покрытии и просадка трех колонн	$q_{расч.}$
13		Равномерно распределенная вертикальная нагрузка и горизонтальные силы, приложенные к покрытию	$q_{с.в.}$ $P_{гор.}$
14		Равиомерно распределенная симметричная нагрузка, превышающая расчетную нагрузку в 1,5 раза	1,5q

В 3-м цикле нагрузка на модель иесимметричной относительно продольной оси симметрии и состоит из собственного веса покрытия и неравномерно распределенной

снеговой нагрузки (максимальной на одной половине покрытия и минимальной - на другой).

В 4 - 9 циклах изучается напряженно - деформированное состояние модели при различных положениях трансформируемой части покрытия.

В 4-м цикле проверялась работа модели при закрытом положении трансформируемой части покрытия. Для этого ко всему покрытию прикладывается полная расчетная нагрузка q_p и дополнительная система сил P, соответствующая воздействию трансформируемой части в положении «закрыто».

В 5-м цикле трансформируемая часть покрытия полностью открыта. Нагрузка на покрытие состоит из полной расчетной нагрузки и измененной дополнительной системы сил P, соответствующей воздействию трансформируемой части в положении «открыто».

В 6-м цикле изучается поведение модели покрытия при полностью открытой одной половине трансформируемой части и полностью закрытой другой. Для этого ко всему покрытию прикладывается расчетная равномерно распределенная симметричная нагрузка q_p и дополнительная нагрузка от трансформируемой части, соответствующая «полуоткрытому» положению.

В проведенных испытаниях работа модели близка к линейной, поэтому в 7-9 циклах рассматривалось только влияние трансформируемой части, без приложения полной расчетной нагрузки. (Прикладывалась нагрузка только от трансформации).

В 7-м цикле трансформируемая часть покрытия находится в промежуточном положении и создает нагрузку в виде симметричной системы сосредоточенных сил P.

В 8-м и 9-м циклах нагрузка от трансформируемой части прикладывалась к покрытию несимметрично.

В 8-м цикле на одной половине покрытия трансформируемая часть была полностью закрыта, а на другой части находилась в промежуточном положении.

В 9-м цикле на одной половине покрытия трансформируемая часть была полностью открыта, а на другой - находилась в промежуточном положении.

Суммарная статическая расчетная нагрузка на 1/4 часть модели покрытия (что соответствует усилиям на одном домкрате) составляла:

- при симметричном загружении: $O_{с.в} + O_{сн} = 6{,}808 + 2{,}706 = 9{,}514$ тс
- при несимметричном загружении: max: $O_{с.в} + O_{сн.max} = 6{,}808 + 3{,}642 = 10{,}45$ тс
  min: $Q_{с.в.} + O_{сн.min} = 6{,}808 + 1{,}259 = 8{,}067$ тс

Начальное напряженно-деформированное состояния модели соответствовало нагрузке от собственного веса модели и веса распределительно - загрузочного устройства. Статическая нагрузка на покрытие прикладывалась ступенями, величина которых I составляла 20% от расчетной нагрузки. После каждой ступени нагрузки предусматривалась выдержка в течение 15 минут, затем снимались отсчеты по всем приборам. Для исключения случайных результатов основные циклы исследований повторялись 4 раза.

Распределенная по поверхности покрытия нагрузка заменялась дискретной, приложенной в 288 точках, в том числе в местах пересечения радиальных и кольцевых ребер, а также в местах пересечения радиальных ребер с внутренним контуром. В 44 точках прикладывалась дополнительная статическая нагрузка, которая имитировала нагрузку от трансформируемой части покрытия. В процессе нагружения и разгрузки относительные деформации измерялись 730 тензорезисторами с базой 20 мм и сопротивлением 200 Ом.

Прогибы и горизонтальные перемещения измерялись 48 электронными прогибомерами системы ЦНИИС с ценой деления 0.002 мм, 12 механическими прогибомерами системы Аистова с ценой деления 0.01 мм и 4 мессурами часового типа с ценой деления 0.01 мм.

Схемы расположения измерительных приборов приведены на рис. 4.7 и 4.8.

Измерение перемещений, деформаций и усилий в элементах модели автоматизировано путем использования информационно-измерительных систем СИИТ-2 и АТИИС.

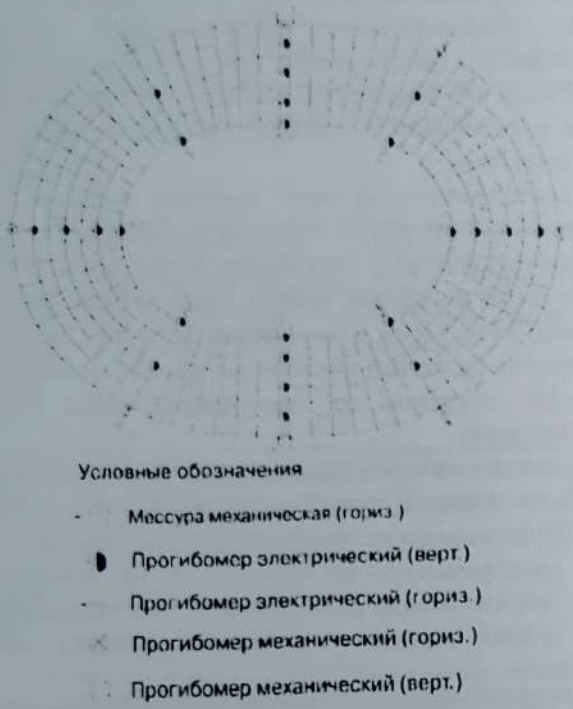


Рис. 4.7. Схема расположения приборов для измерения перемещений

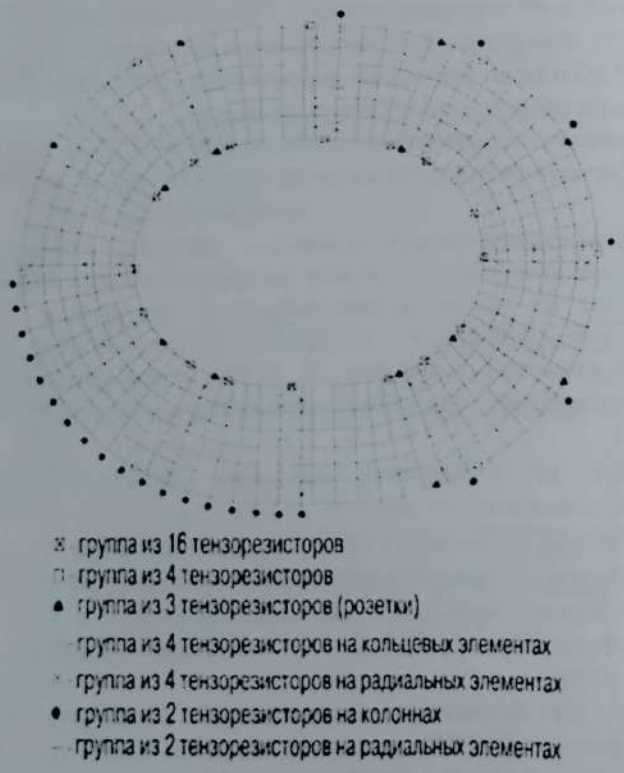


Рис. 4.8. Схема расположения приборов для измерения относительных деформаций

Расчет модели покрытия на статические нагрузки. Модель рассчитана как самостоятельная конструкция с действительными геометрическими параметрами и

жесткостными характеристиками. Для расчета модели приняты тот же метод, расчетная схема и программное обеспечение, что и для реального покрытия. Модель рассчитана как единая пространственная система, включающая пролетную стержневую конструкцию, внутренний и наружный опорные контуры и расположенные по периметру колонны-стойки. Расчетная схема модели покрытия представлена на рис. 4.9. Общее число узлов расчетной схемы - 740, число стержней - 1214. Исходные данные для расчета: (геометрия модели, жесткостные характеристики стержней, величины узловых нагрузок и их сочетания) приняты в соответствии с программой испытаний.

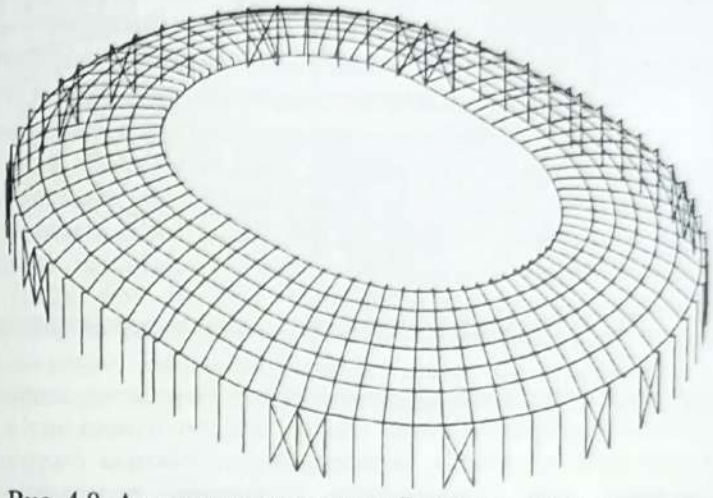


Рис. 4.9. Аксонометрия расчетной схемы модели покрытия

Согласно методу стержневой аппроксимации распределенная по площади модели покрытия нагрузка приведена к сосредоточенной, прикладываемой в узлах пересечения стержней. Всего проведено 9 циклов расчета модели на воздействие нагрузок от собственного веса, снеговых нагрузок и различные комбинации приложения нагрузок от трансформируемой части. Предварительный расчет модели в линейной и нелинейной постановках показал, что зависимости «нагрузка-деформация», «нагрузка-перемещение» практически линейны и расхождение в результатах составляет не более 1,5%.

Из выполненных расчетов следует, что определяющим по величине перемещений и внутренних усилий является цикл загружения модели, равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и снега и нагрузкой от трансформируемой части покрытия в положении «закрыто».

Динамические испытания модели покрытия. Основная цель этой части исследования состоит в изучении влияния различных факторов на динамическое характеристики (собственные частоты и формы) модели и в оценке надежности вычислительных комплексов, предлагаемых для расчета реального сооружения на динамические воздействия (в первую очередь, ветровые и обусловленные движением трансформируемой части покрытия).

Динамические испытания модели проведены лабораторией вибродинамических испытаний «АО ЦНИИС». При этом использован современный мобильный диагностический комплекс ВДИК-1-10, в состав которого входят мощный сейсмовозбудитель типа СВ-5-150, модифицированный для целей испытания сооружений, и виброизмерительная лаборатория.

Процесс испытаний состоял из:

- установки электродинамического нагружателя и измерительных датчиков;
- нагружения модели нормированной вибрационной нагрузкой;
- оцифровки и записи сигнала на жесткий диск компьютера;
- первичного визуального анализа экспериментальных данных.

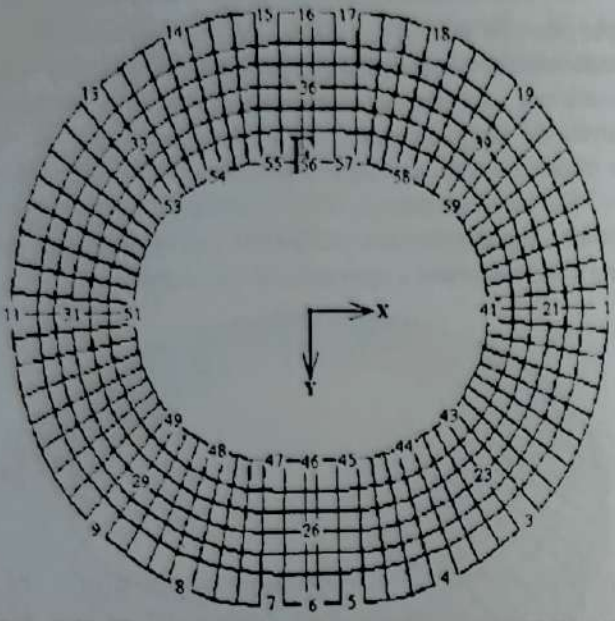


Рис. 4.10. Схема расположения датчиков перемещения

При проведении экспериментальных исследований регистрировалась реакция модели на заданное гармоническое воздействие, частота которого изменялась в пределах 1+20 Гц. Расположение датчиков, в которых регистрировалась реакция сооружения, показано на рис. 4.10. За один этап динамическое нагружение передавалось от вибратора, установленного в точке 56, в направлении одной из трех линейных степеней свободы. По условиям проведения испытаний вынужденные колебания по 1-ой собственной форме могли возбуждаться лишь при условии, что место установки вибратора (точка, близкая к пересечению малой оси симметрии покрытия и его внутреннего контура) не лежит на одной из узловых линий этой формы. Полученные таким образом зависимости перемещения от времени использовались для построения амплитудно-фазово-частотных характеристик (АФЧХ) и определения коэффициентов демпфирования, которые для низших форм колебаний оказались равными примерно 0,0285.

В результате испытаний определены:

- собственные частоты модели;
- амплитуды вынужденных колебаний в трёх взаимно-перпендикулярных направлениях;
- уровень демпфирования.

Полученные данные показали, что в частотном диапазоне от 1 до 6 Гц отсутствуют заметные колебания модели.

Наиболее существенные формы колебаний модели возникают в диапазоне 6 -20 Гц. Анализ полученных результатов позволяет выделить две качественно различных группы собственных форм:

- первая группа - 1, 2, 3 и 5 формы колебаний, которая, в основном, соответствует *колебаниям опорной системы «стойки - внешнее кольцо покрытия»*. При этом колебания самого покрытия по оболочечным формам происходят со сравнительно небольшими амплитудами. В первом приближении первая форма характеризует колебания покрытия вдоль продольной оси *X*, 2-я - колебания вдоль оси *Y*, 3-я - вращение покрытия как жесткого целого относительно вертикальной оси *Z*; для 5-ой собственной формы характерны преимущественные колебания в противофазе противоположных участков наружного контура вдоль малой оси *Y*.
- вторая группа - собственно оболочечные формы покрытия: 4-я- соответствует вертикальным оболочечным колебаниям одного из цилиндрических

(прямолинейных в плане) сегментов купола, 6-я форма совпадает по конфигурации с 4-ой, но колебания происходят в противофазе; 7-я форма соответствует вертикальным синфазным колебаниям обоих цилиндрических сегментов покрытия.

Сравнительный анализ численных и экспериментальных результатов. Численный анализ динамических характеристик модели проводился при помощи вычислительного комплекса SCAD, в основе которого лежит метод конечного элемента. При этом рассмотрено более 40 расчетных вариантов сооружения, в которых изменялись жесткостные характеристики элементов, граничные условия, нагрузки, масса покрытия, число и жесткость вертикальных связей, число колонн, а также условия их опирания и крепления к наружному опорному контуру. Для всех этих вариантов принято, что:

- все элементы модели покрытия жестко связаны между собой;
- вертикальные связи шарнирно соединены с колоннами.

В табл. 4.4 для каждого из трех направлений и каждой собственной формы приводятся относительные амплитуды колебаний в месте установки вибратора. Эти данные позволяют сделать вывод о том, что для каждого направления существует по две ведущие собственные частоты, которые, в основном, и характеризуют динамические свойства модели (табл. 4.5). Из этой таблицы видно, что все собственные частоты, полученные численно, не более чем на 10-13% отличаются от их экспериментальных значений и, следовательно, выбранная расчетная схема является вполне приемлемой, а использованные подходы и методы динамического расчета оказались достаточно надежными.

Таблица 4.4

Относительная интенсивность амплитуды в месте установки вибратора т.56 (рис.4.10)

Номер формы	Направление		
	X – большая ось	Y - малая ось	Z
1	0,7	0,2	0,05
2	0,1	0,7	0,54
3	0,7	0,3	0,1
4	0,0	1,0	0,5
5	0,4	0,1	0,3
6	0,05	0,15	1,0
7	0,7	0,25	0,3
8	0,15	0,15	0,3
9	0,1	0,0	0,7
10	0,15	0,0	0,6

Таблица 4.5

Основные собственные частоты модели (f_c – численные значения частот; f_e – экспериментальные значения частот)

Направление	№ формы	f_C, Гц	f_e, Гц	E, %
X – большая ось	1	8,0	8,8	10
	3	12,7	12,8	1
Y - малая ось	2	11,0	10,2	7
	4	14,0	13,9	1
Z	5	16,7	16,9	1
	10	22,5	19,6	13

Некоторые сведения об ограждающих конструкциях. Основную часть ограждающих конструкций покрытия БСА (36150 м^2) составляет светопрозрачное покрытие. Оно образовано пятью кольцевыми поясами и состоит из 74 секторов. Светопрозрачный блок покрытия представляет собой сборный монтажный элемент, опирающийся на каркас покрытия. Блок наклонен к горизонту под углом 24^0.

На покрытии применено 25 типоразмеров светопрозрачных блоков, которые отличаются размерами в плане, но подобны по конструктивному исполнению. Для блока, имеющего наибольшие габариты:

главные балки (прогоны) - оцинкованные стальные прокатные с механическими свойствами по ГОСТ 14637-89 (крайние - из двутавров № 16, средние - из спаренных швеллеров № 16);

второстепенные и вспомогательные балки (алюминиевый сплав АД31Т1 с механическими свойствами по ГОСТ 8617-68") прямоугольного сечения соответственно 75х200 мм и 47х54 мм, с толщиной стенок 2.2 - 6 мм;

неразрезные светопрозрачные плиты покрытия толщиной 25 мм, опирающиеся сверху на второстепенные балки (через резиновые прокладки). Материал плит - поликарбонат марок «карболюкс» и «макролон». Стыки плит расположены над второстепенными балками и закрыты сверху алюминиевыми нащельниками с резиновым уплотнением, которые крепятся самонарезающими винтами к второстепенным балкам с шагом 300 мм.

Огнезащита и антикоррозионная защита конструкций. Проектом предусмотрена комплексная защита основных металлоконструкций покрытия, которая включает в себя антикоррозионное, огнезащитное и декоративное покрытия.

Антикоррозионная защита выполнялась на заводах-изготовителях с использованием грунта ЭП-0199 на эпоксидной основе. Частично, для монтажных стыков, или в случаях нарушения грунтового слоя, грунтовка наносилась в условиях строительной площадки после укрупнительной сборки конструктивных элементов.

Огнезащитной обработке подвергались все основные конструкции покрытия, к числу которых относятся: наружный и внутренний контуры, радиальные балки, кольцевые фермы, системы связей и опорные столики колонн (огнезащитная краска «Файэфлекс» производства фирмы «Тиккурила» (Финляндия)).

Декоративное, оно же гидроизоляционное, покрытие наносилось, в основном, на внешнюю поверхность смонтированных конструкций (декоративно-гидроизоляционный слой из краски «Дуранол-40» (хлоркаучуковая основа)).

4.2. Покрытие в виде сетчатой оболочки (проект)

На схеме (рис. 4.11) представлено проектное предложение стационарного покрытия над трибунами ЦС «Шахтер» (г. Донецк), конструктивная схема которого выполнена в виде пространственно-стержневой системы на эллиптическом плане с осями 246×170м.

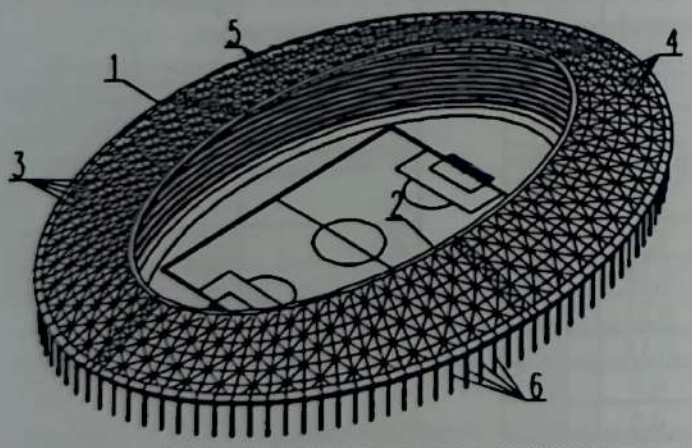


Рис. 4.11. Конструктивные схема пространственного стержневое покрытие в виде усеченного купола

Основными несущими элементами конструкции покрытия являются внешний (1) и внутренний (2) опорные контуры, радиальные (3), кольцевые (4) и диагональные (5) элементы. Внешний и внутренний опорные контура запроектированы в виде коробчатого сечения. Внешний контур поддерживается рядом колонн (6). Внутренний контур усилен пространственным блоком. Радиальные элементы выполняются в виде арок двутаврового

переменного сечения пролётом 30-35 м. Сопряжение радиальных элементов с внешним и внутренним контурами, кольцевыми элементами - шарнирное.

Архитектурное решение стадиона «Шахтер» реализовано в виде 2-х различных по конструктивному оформлению частей сооружения («очередей строительства»):

- 1-й очереди строительства, осуществленной в 1950 г.;
- 2-й очереди строительства, выполненной в 1965-66 гг. по проекту Донецкого ПромстройНИИпроекта с целью увеличения количества посадочных мест и устройства дополнительных эвакуационных выходов.

В ходе работ, выполненных в ДонГАСА в 2002 г. обследовались:

- конструкции первого яруса, выполненные в виде сооружения овальной формы с расположенными по контуру трибунами, опирающимися как на грунт, так и на железобетонные монолитные перекрытия, опирающиеся на бутовые и кирпичные стены.

Стены: внутренняя – подпорная бутовая, наружная – кирпичная и бутовая. Для компенсации влияния осадок, связанных с влиянием старых горных подработок стены разрезаны деформационными швами через 15…20 м;

Фундаменты стен: бутовые ленточные;

Перекрытия: монолитное железобетонное балочного типа;

- несущие конструкции второго яруса, представляющие собой:

1. радиально расположенные (с шагом 6 м на прямолинейных участках восточной и западной трибун и 6.374 м – на криволинейных участках северной и южной трибун) П-образные железобетонные двухконсольные однопролетные рамы (монолитные, являющиеся ядрами жесткости, в осях 13-14, 26-29, 45-46, 47-48, 51-52, 64-67, 78-79, и выполненные из сборного железобетона, расположенные между указанными осями) с основными сечениями:
   - с сечением колонн 300 х 600 мм;
   - переменной высотой колонн 9.25…13.25 м для наружного ряда и 6.5…10.5 м для внутреннего ряда, обусловленной уклоном местности;
   - наклонным железобетонным ригелем сечением 300 х 700 мм с двумя консолями 3 м и 3.3 м;

   На монолитные рамы усиленного профиля, расположенные в осях 13-14, 45-46, 51-52, 79-80, опираются металлоконструкции осветительных рам.
2. горизонтальные железобетонные связевые ригели сечением 200 х 600 мм, расположенные в плоскостях внешнего и внутреннего рядов колонн П-образных рам, объединяющие их (рамы) в единую пространственную конструкцию. Узел сопряжения ригелей с колоннами рам решен посредством их опирания на металлические столики колонн и сварки верхней арматуры ригелей с выпусками колонн, обеспечивая тем самым возможность угла поворота опорного сечения ригеля;
3. Г-образные сборные железобетонные плиты пролетных конструкций с габаритными размерами 400 х 800 мм, толщиной полки 60 мм и толщиной ребра 120 мм, шарнирно-неподвижно закрепленные на наклонных ригелях П-образных рам сваркой закладных деталей. Через 5-6 шагов рам в соединениях проектом предусмотрено устройство температурных швов посредством свободного опирания одного из концов Г-образной рамы на наклонный ригель П-образной рамы в осях 9, 15, 20, 26, 29, 35, 40, 53, 58, 64, 67, 73, 78, 84.

Колонны П-образных рам заделаны на 600 мм в отдельно стоящие столбчатые фундаменты стаканного типа с размерами подошв в плане 2 х 2 м. Отметки подошв фундаментов имеют различное заглубление в зависимости отпадения рельефа и залегания коренных грунтов.

Общая устойчивость сооружения обеспечивается системой жестких дисков, создаваемых конструкциями лестниц, многопустотными плитами площадок, а также, в некоторой степени, плитами трибун и парапетными панелями (монолитными

железобетонными – в осях 24-29 и 64-67, остальные - сборные железобетонные, опирающиеся на металлические опорные столики). Дополнительную жесткость сооружению придают монолитные железобетонные балки-стенки входов на 1-й и 2-й ярусы, расположенные в осях 3-4, 10-11, 16-17, 22-23, 27-28, 32-33, 38-39, 44-45, 48-49, 54-55, 60-61, 68-69, 70-71, 76-77, 82-83, 89-90.

В соответствии с инженерно-геологическим заключением (462-01) основанием фундаментов, возведенных в 1965 г., служат суглинки с величиной нормативного давления 2,3 кг/см^2.

Материал конструкций согласно проекту: М200 (класс В15) – бетон монолитных конструкций; М300 (класс В25) – бетон сборных конструкций, рабочая арматура класса АII (А300С). Все конструкции эксплуатируются на открытом воздухе и подвержены атмосферному воздействию.

Площадка строительства является подрабатываемой с 60-х – 80-х годов на глубинах 40-130 м и 430-720 м, а также и отработкой в последние годы пластов на глубине до 100 м. Несмотря на то, что непосредственно под стадионом отработка пластов не выполнялась, тем не менее, площадка стадиона попадала в зону влияния горных работ.

Результаты анализа дефектов и повреждений несущих конструкций стадиона свидетельствуют о том, что основными причинами разрушений, происходящих в них, являются:

- **продолжающиеся деформации всего каркаса стадиона**, при которых происходит "раскрытие" чаши стадиона от центра в радиальных направлениях, с одновременными неравномерными осадками основания, что подтверждается разрушением узлов опирания обвязочных балок на балки поперечных рам второго яруса, узлов опирания Г-образных подтрибунных плит на рамы, раскрытием температурных и деформационных швов;
- **регулярные значительные замачивания основных несущих конструкций стадиона грунтовыми, технологическими и ливневыми водами**, что приводит к интенсивным коррозионным процессам в каменных и железобетонных конструкциях с разрушением защитного слоя бетона, оголением рабочей арматуры и каменной кладки, коррозионными повреждениями рабочей арматуры и закладных деталей монолитных железобетонных конструкций.

До проведения ремонтных работ по восстановлению проектного состояния несущих конструкций стадиона необходимо решить вопрос об обеспечении неизменяемой геометрии всего сооружения и прекращения его деформации.

Усиление основных конструкций несущего остова стадиона предлагается произвести в три этапа в следующей последовательности:

- на первом этапе реконструкции выполнить комплекс мероприятий, направленных на стабилизацию деформаций сооружения, путем подведения под несущие конструкции рам второго яруса монолитной ребристой фундаментной плиты с блочной разрезкой в сочетании с буронабивными сваями (для ликвидации возможных горизонтальных смещений конструкций) с обеспечением постоянных геодезических наблюдений, необходимость обеспечения которых обоснована в п.2 настоящего заключения. Ориентировочная стоимость основных работ данного этапа приведена в таблице 4.7;
- при положительных результатах обеспечения стабильности состояния основания, подтверждаемых на основании геодезических съемок в течение не менее одного календарного года после проведения работ I-го этапа, рекомендуется выполнение работ II-го этапа, предполагающих устройство по периметру стадиона наружной обстройки с остеклением. Перед проведением работ II-го этапа необходимо выполнить работы по внутренней отделке помещений, которые после устройства ограждения будут эксплуатироваться в защищенной среде. Коммерческое использование дополнительно образовавшихся закрытых площадей и помещений

для размещения офисных, торговых и культурно-развлекательных объектов на территории стадиона позволит уменьшить срок окупаемости затраченных на реконструкцию средств;

- далее выполняются работы III-го этапа, заключающиеся в устройстве защитного козырька над трибунами, спроектированного по блочно-разрезной схеме. При этом стойки наружной обстройки стадиона используются в качестве опорных конструкций защитного козырька.

Характеристики предлагаемого технического решения по увеличению несущей способности фундаментов под конструкции трибун стадиона. Целью предлагаемого технического решения является снижение горизонтальных и вертикальных составляющих смещений фундаментов несущих рам.

Основная техническая идея предлагаемого варианта заключается в устройстве по периметру стадиона железобетонной монолитной кольцевой фундаментной плиты и включение ее в совместную работу с существующими отдельно стоящими фундаментами под стойки рам. Фундаментная плита разрезается деформационными швами на отдельные блоки (рис. 4.12), соединенные между собой листовыми шарнирами (рис. 4.13). Низ фундаментной плиты располагается на уровне подошвы существующих фундаментов под колонны рам.

Включение в работу фундаментной плиты на приращение дополнительных по отношению к собственному весу сооружения нагрузок достигается путем устройства монолитной железобетонной вставки-диафрагмы (поз. 5) в случае низкого (отм. –0,030) расположения горизонтальных ригелей рам, или путем устройства на колоннах монолитной железобетонной обоймы в случае высокого расположения горизонтальных ригелей (рис. 4.14).

Фундаментная плита, обладающая большой жесткостью в горизонтальной плоскости, предназначена для сдерживания горизонтальных перемещений фундаментов и существенного ограничения их перемещений в вертикальной плоскости соответственно деформациям системы «фундамент-основание».

При таком конструктивном решении фундаментной плиты горизонтальные смещения рам определяются величиной горизонтальных смещений всего осадочного фундаментного блока.

Конструктивно фундаментная плита выполняется ребристой монолитной с ортогональным расположением ребер-балок вдоль осей стоек рам. Основные геометрические размеры плиты и ребер подлежат определению расчетом в зависимости от действующих постоянных и временных нагрузок, податливости основания и прогнозных деформаций всей площадки застройки.

С целью повышения горизонтальной податливости основания по подошве монолитной железобетонной плиты устраиваются горизонтальные швы скольжения.

Данный вариант допускает также применение других конструктивных мер по закреплению слагающего основание грунтового массива от деформаций. Конструкции монолитной фундаментной плиты предлагается устраивать на буронабивных железобетонных сваях, заглубленных предположительно на 5 м ниже подошвы фундамента. Назначение свай – передавать нагрузку от фундамента на более плотные грунты основания, а также закреплять фундаментную плиту от смещений в горизонтальной плоскости.

Таблица 4.6

Основные объемы работ в физических показателях при устройстве монолитной ребристой фундаментной плиты и системы дренажа

№ п/п	Наименование показателей	Ед. изм.	Количество	Примечания
	I. Устройство буронабивных ж/б свай	шт.	192	
1.	Расход монолитного железобетона	$м^3$	269	
	II. Устройство монолитной ребристой фундаментной плиты			
1.	Объем выемки грунта	$м^3$	18200	см. Прим. к таблице
2.	Расход монолитного железобетона	$м^3$	3960	
3.	в т.ч. расход арматуры	т	320	
4.	Расход листовой стали	т	24,4	
	III. Устройство системы водопонижения			
1.	Объем выемки грунта всего : *в том числе:* *- по внутреннему контуру* *- по наружному контуру*	$м^3$ $м^3$ $м^3$	4140 580 3560	
2.	Асбестоцементные трубы D=200мм	пог.м	1200	
3.	Щебень	$м^3$	384	
4.	Песок крупнозернистый	$м^3$	180	
5.	Песок для засыпки	$м^3$	3000	
6.	Колодцы ж.б. сборные – 16 шт	$м^3$	14,5	сб. ж.б.
	IV. Устройство ливневой канализации для отвода воды с трибун			
1.	Объем выемки грунта	$м^3$	810	
2.	Трубы ж.б. сборные Ø 500 мм	пог. м	310	Vж.б.=24,6$м^3$
3.	Лотки ж.б. водосборные	пог. м	620	Vж.б.=53,8 $м^3$
4.	Колодцы ж.б. сборные Ø1000мм – 8шт	$м^3$	4,6	сб. ж.б.
5.	Металлические решетки водосборных лотков	т	58	
	V. Ремонт трибун первого яруса с устройством водоотвода в ливневую канализацию			

***Примечание:** Представленные в таблице объемы выемки грунта подсчитаны в предположении глубины заложения подошв фундаментов колонн несущих П-образных рам $h_{зал.} = -2.0$ *м* ниже уровня поверхности земли. Для уточнения действительных объемов работ необходимо выполнить отрывку фундаментов в 3-х характерных местах по периметру стадиона

Таблица 4.7

Объемы и стоимость работ по усилению основных несущих конструкций стадиона

Перечень работ	Примерная стоимость работ, тыс. грн
Устройство буронабивных свай	800
Устройство кольцевой ребристой монолитной фундаментной плиты	2 800
Выемка грунта	500
Металлоконструкции усиления	100
Устройство дренажной системы	250
Устройство ливневой канализации на участке дренажной системы	250
Ремонт трибун первого яруса (гидроизоляция, усиление несущих конструкций)	3 400
Усиление (замена) парапетных плит	
Гидроизоляция на оставшихся участках конструкций второго яруса	
Итого прямые затраты:	8 100
Коэффициент на прямые затраты	1,8
ВСЕГО:	**14 750**

***Примечание**: Приведенные в таблице значения объемов и стоимости работ получены на основе данных экспертной оценки и при разработке рабочих проекта усиления и проекта производства работ могут быть уточнены в пределах 15-20%.

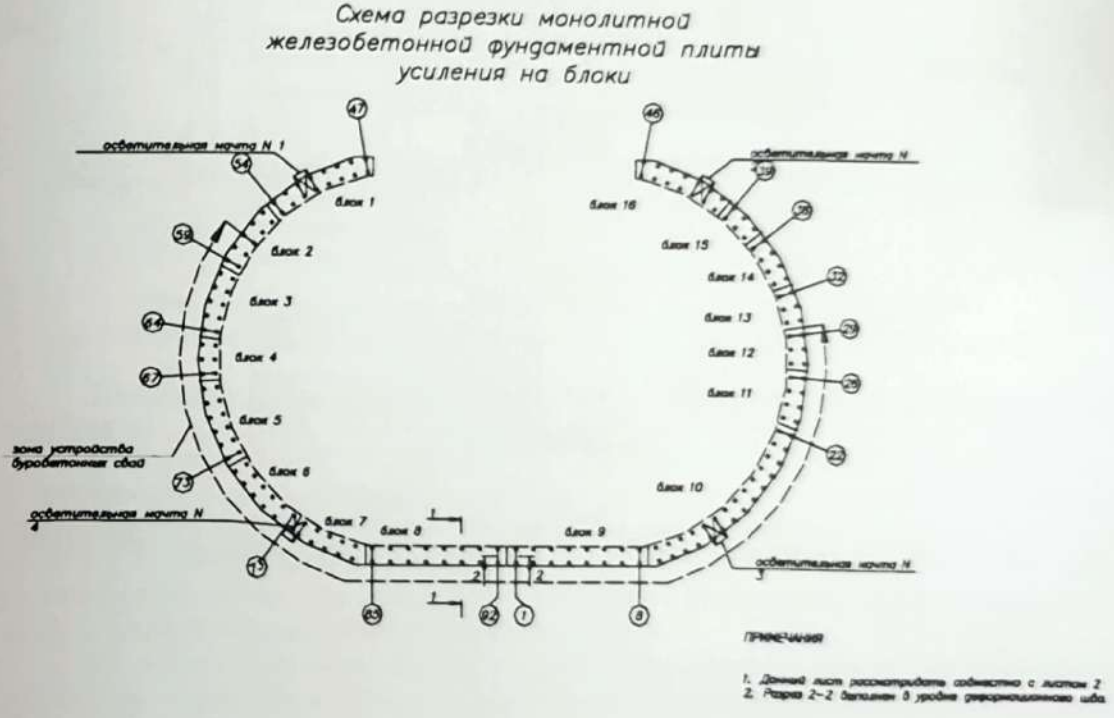


Рис. 4.12. Схема устройства фундаментной плиты

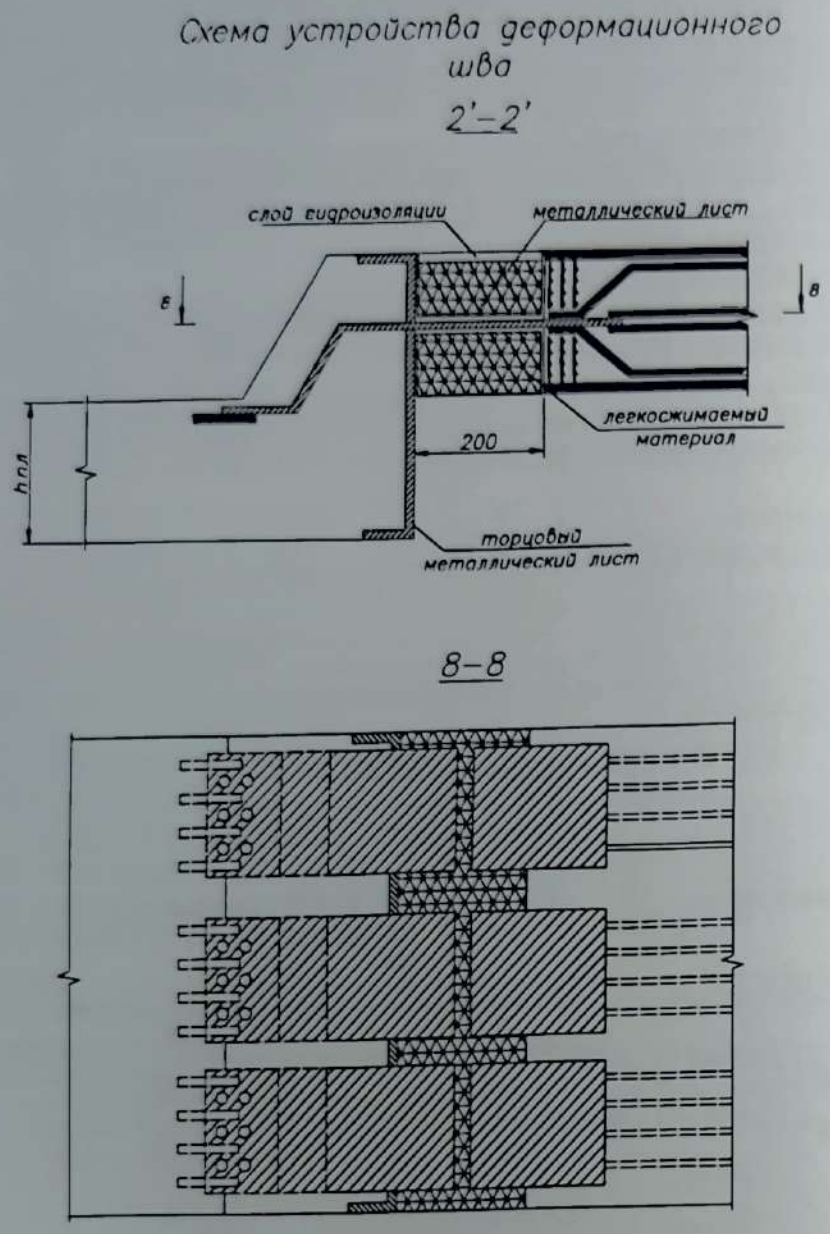


Рис. 4.13. Устройство листовых шарниров в деформационных швах фундаментной плиты

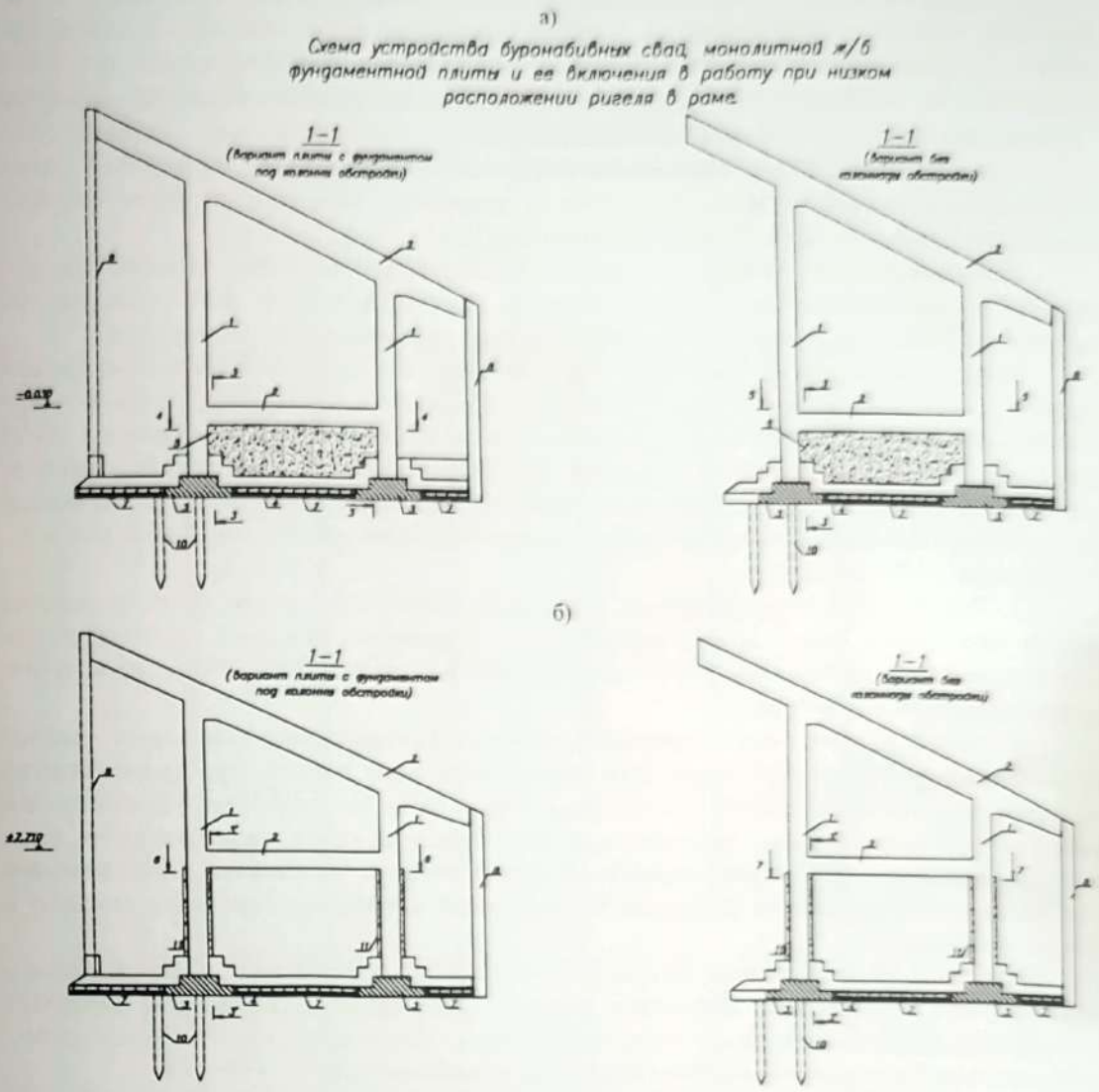


Рис. 4.14. Варианты устройства монолитных конструкций усиления:
а - железобетонной вставки-диафрагмы, б - монолитной железобетонной обоймы

Конструктивные схемы по устройству остекления и защитного козырька над трибунами стадиона. Для придания стадиону, который является одной из достопримечательностей г. Донецка и своеобразной архитектурной доминантой, современного вида, как сказано ранее, при положительных результатах обеспечения стабильности состояния основания, подтверждаемых результатами геодезических съемок в течение не менее одного календарного года после проведения работ I-го этапа, рекомендуется выполнение работ II-го этапа, предполагающих устройство по периметру стадиона наружной обстройки с остеклением.

В основу разрабатываемого технического решения положен блочный способ устройства конструкций усиления, реализуемый по разрезной схеме. Размеры блока определяются расстояниями между деформационными швами ребристой кольцевой монолитной фундаментной плиты и составляют 30…36 м, т.е. 5…6 шагов П-образных рам.

1. Общий вид предлагаемого решения приведен на рис. 4.15 и 4.16 настоящего раздела. На смонтированные в процессе выполнения I-го этапа работ конструкции усиления фундаментов (поз. 1) устанавливаются металлические приставные стойки составного сечения (поз. 2), соединяемые с существующими П-образными рамами

гибкими в вертикальной плоскости соединительными элементами (поз. 4), сокращающими расчетную длину стоек в плоскости П-образных рам, но исключающими возможность передачи вертикальных нагрузок со стоек на колонны рам. Для сокращения расчетной длины стоек из плоскости рам они раскрепляются продольными связевыми ригелями (поз. 3), шарнирно крепящимися к приставным стойкам.

Общая устойчивость смонтированных металлоконструкций II-го этапа работ обеспечивается системой вертикальных связей крестового типа (поз. 8), располагаемых посередине блока, т.е. через 5-6 шагов поперечных рам.

Образованная приставными стойками и продольными связевыми ригелями система несущих металлоконструкций служит основой для установки на ней ограждающих светопрозрачных конструкций (поз. 5 – переплеты остекления, поз. 6 – остекление).

Перед проведением работ II-го этапа необходимо выполнить работы по внутренней отделке помещений, которые после устройства ограждения будут эксплуатироваться в защищенной среде. Коммерческое использование дополнительно образовавшихся после установки остекления закрытых площадей и помещений для размещения офисных, торговых и культурно-развлекательных объектов на территории стадиона позволит уменьшить срок окупаемости затраченных на реконструкцию средств (см. Приложение 5 - бизнес-план).

2. После завершения указанных в п.1 работ, при необходимости выполняются работы III-го этапа, заключающиеся в устройстве защитного козырька над трибунами, соответствующего требованиям УЕФА, которые предъявляются к стадионам, на которых проводятся матчи еврокубков.

В связи с тем, что опасность возможных просадок основания делает нежелательным устройство защитного козырька в виде единой пространственной большепролетной конструкции покрытия, которая была бы наиболее эффективной с точки зрения стоимостных показателей, предлагаемая схема реализуется в виде *несущих* металлоконструкций рамно-консольных систем, являющихся составными конструктивными элементами блоков конструкций усиления, о которых сказано в начале этого раздела.

При этом, смонтированные в ходе II-го этапа работ приставные стойки составного сечения (поз. 2) наружной обстройки стадиона используются в качестве опорных конструкций для крепления рамно-консольных элементов козырька (поз. 7). Между собой рамно-консольные металлоконструкции козырька раскрепляются:

а) *на вертикальных участках* - системой продольных связевых ригелей сквозного сечения и вертикальных связей, развитыми в горизонтальной плоскости (усиленные позиции 3 и 8);

б) *на консольных участках* – горизонтальными и вертикальными связями по покрытию (поз. 9).

Для устройства *ограждающих* конструкций козырька (поз. 10) использован принцип разделения несущих и ограждающих конструкций покрытия, который реализуется практически во всех проектах устройства защитных козырьков в настоящее время (например, проекты стадионов в России для футбольных клубов «Спартак», Локомотив» и др.). Для этого светопрозрачные панели (например, в виде поликарбонатного пластика типа «Danpalon») крепятся на арочные каркасы из легких металлоконструкций, образованные замкнутыми гнутосварными профилями, которые представляют собой монтажный блок (поз. 10), устанавливаемый и закрепляемый на несущих рамно-консольных элементах каркаса козырька (поз. 7).

Для установки и использования современного акустического и осветительного оборудования по внутреннему периметру рамно-консольных систем предусмотрено устройство технологической галереи (поз. 11), в виде пространственного блока прямоугольного сечения, образованного 4-мя плоскими фермами. Длина блока составляет 30…36 м и соответствует длине блока конструкций усиления. На участках стыковки 2-х

блоков усиления, соответствующих месту расположения деформационных швов фундаментной ребристой монолитной плиты, пространственные блоки галереи соединяются 4-мя гибкими элементами, предварительно напрягаемыми с помощью фаркопфов, что, с одной стороны, исключает возникновение каких-либо значительных дополнительных усилий в элементах конструкции галереи при взаимных смещениях блоков, а с другой стороны дает возможность объединить отдельные блоки в единую конструкцию.

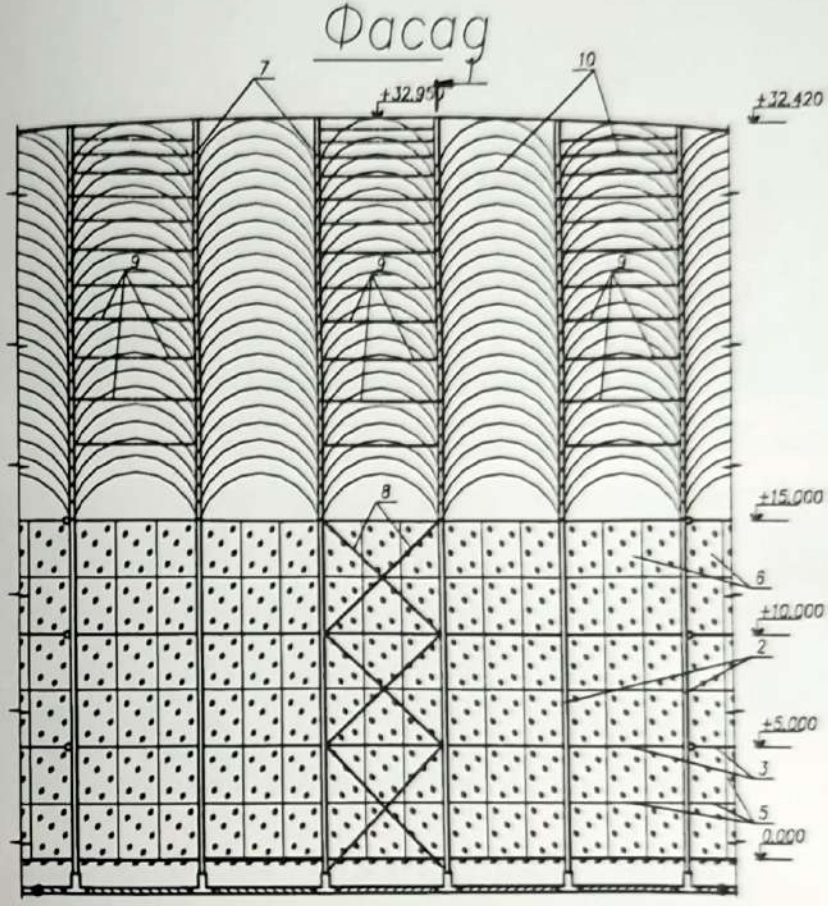


Рис. 4.15. Вид сбоку на конструкции усиления:
1 – конструкции усиления фундамента, 2 – приставные стойки сквозного сечения, 3 – продольные связевые ригели, 4 – соединительные элементы, 5 – переплеты остекления, 6 – остекление, 7 - несущие элементы рамно-консольных элементов конструкции покрытия, 8 – вертикальные связи по приставным стойкам, 9 – горизонтальные связи по покрытию, 10 – ограждающие конструкции покрытия, 11 – галерея для установки осветительного и акустического оборудования

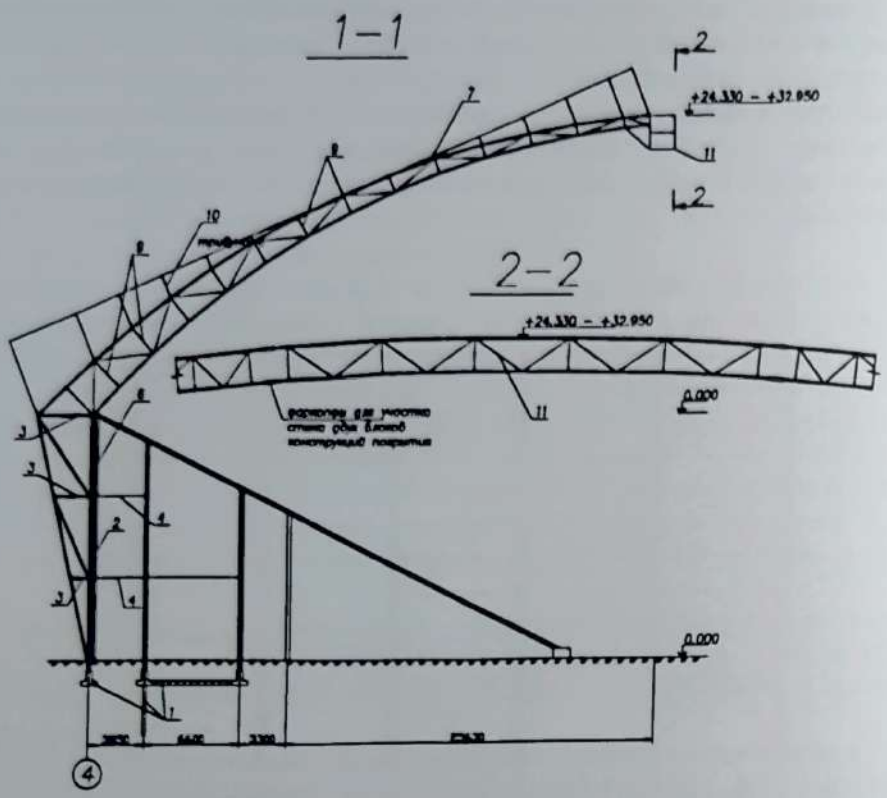


Рис. 4.16. Поперечный разрез по несущей раме козырька
(экспликация приведена на рис. 4.15)

Ориентировочный расход стали на устройство металлоконструкций 2-го и 3-го этапов усиления (остекление + защитный козырек) составляет 2500 т. Общий вид стадиона по завершению 2-го и 3-го этапов реконструкции приведен на рисунках 4.17 – фасад; 4.18 – вид сверху; 4.19 – вид с трибун.

Рис. 4.17. Вид реконструированного фасада стадиона «Шахтер» (проект)

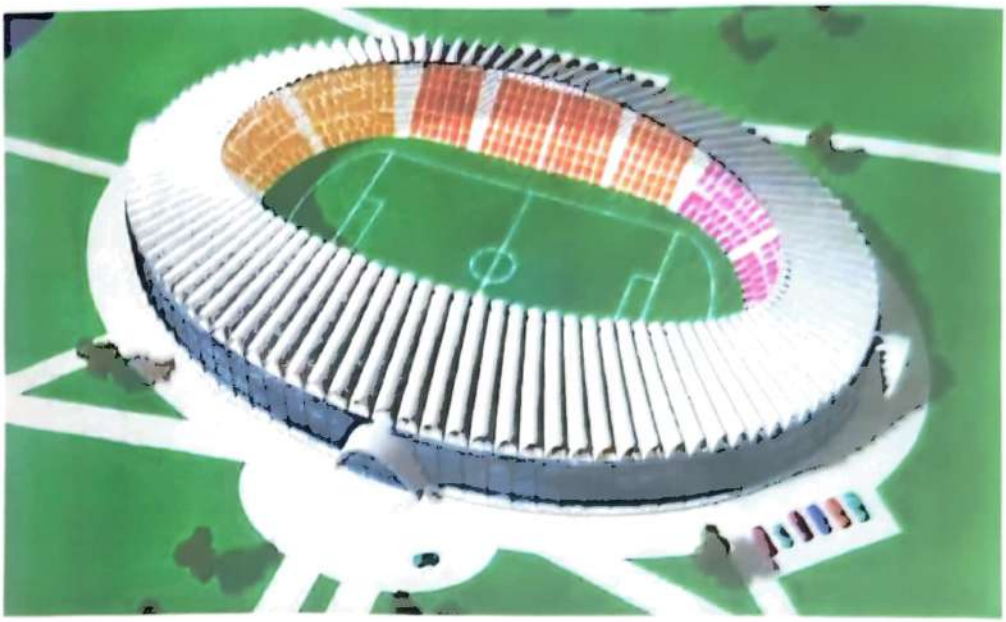


Рис. 4.18. Вид сверху покрытия над трибунами стадиона «Шахтер» (проект)

Рис. 4.19. Вид с поля на трибуны и покрытие стадиона «Шахтер» (проект)

4.3. Покрытие в виде провисающей сетчатой оболочки (пример расчета и проектирования)*

На примере расчета пространственного висячего покрытия на эллиптическом плане с несущими конструкциями из висячих ферм, с соотношением главных осей $a:b=123:85м$ и размером поля 186х100м, выполненного на основании зависимостей, изложенных в разделе 3.2., рассмотрим последовательность расчета напряженно-деформированного состояния и подбора сечения основных элементов указанной конструкции (рис. 4.20). Для рассматриваемой схемы шаг радиальных элементов по наружному контуру 6 м, по внутреннему контуру - 4.2 м.

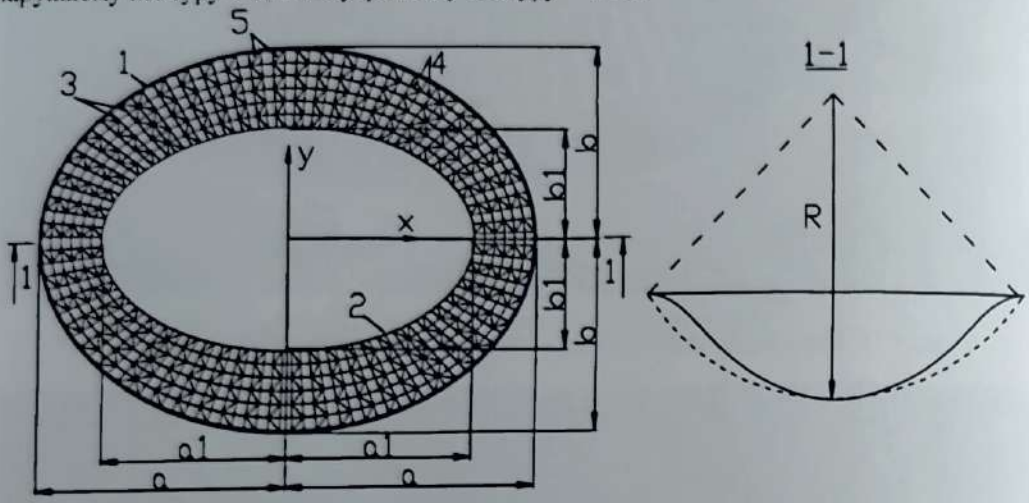


Рис. 4.20. Конструктивная схема пространственно-стержневого покрытия: 1 - внешний и 2 - внутренний опорные контуры, 3 - радиальные, 4 - кольцевые и 5 - диагональные элементы

На 1 этапе, задаемся расчетной снеговой нагрузкой s на 1 м^2 покрытия в зависимости от снегового района г. Донецка из СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [89] $S=0.5\times1.4=0.7$ кН/м^2, и используем зависимость, представленную на рис. 4.21 с соотношением P/S = 1:1.

Для расчета принимаем значения безразмерных пространственно-жесткостных параметров $\overline{D}_4=0.017$ и $\overline{D}_1=9.44\times10^{-3}$. А затем, используя график, представленный на рис. 4.21, находим безразмерные параметры максимальных вертикальных перемещений радиальных элементов $\overline{w}_p^k=-0.245$ и $\overline{w}_p^{da}=-0.08$.

Из зависимостей, представленных на рисунках 4.22, 4.23 и 4.24, находим безразмерные параметры максимальных изгибающих моментов $\overline{M}_p^{max}=0.015$, а также в радиальных элементах соответственно по короткой $\overline{M}_p^k=0.00122$ и длинной $\overline{M}_p^{da}=0.00089$ осям.

Из графиков рис. 4.25 и 4.26 находим безразмерные параметры максимальных продольных усилий в радиальных элементах, соответственно, по длинной $\overline{N}_p^{da}=2.65\times10^9$ и короткой $\overline{N}_p^k=5.5\times10^8$ осям.

* подраздел написан на основе материалов исследований к.т.н. И. Н. Рудиевой

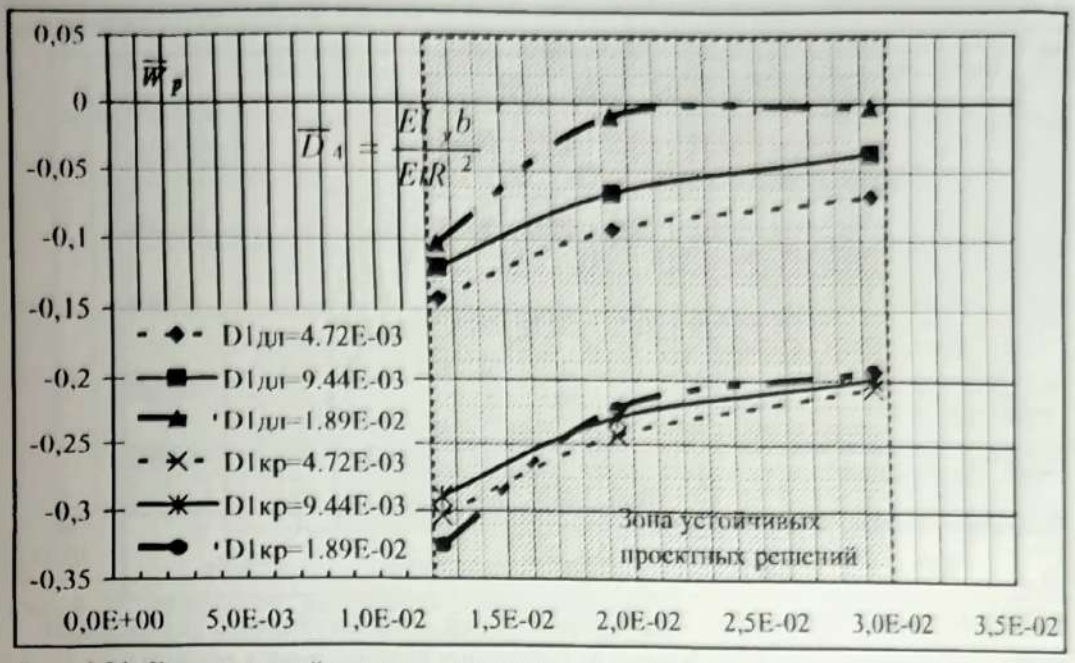


Рис. 4.21. Безразмерный параметр максимальных вертикальных перемещений радиального элемента по длинной (верхняя часть графика) и по короткой оси (нижняя часть) при расчетной снеговой нагрузке S=0,7 кН/м^2 и соотношении P/S=1:1

Рис. 4.22. Зависимость безразмерного параметра максимальных изгибающих моментов в покрытии от безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений в радиальных элементах, расположенных по короткой оси при расчетных значениях снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

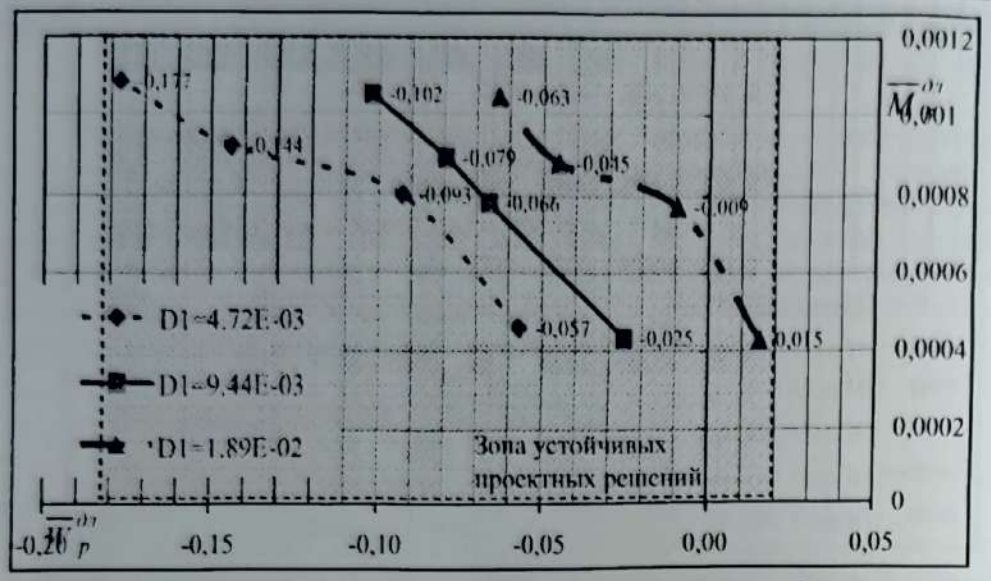


Рис. 4.23. Зависимость безразмерного параметра максимальных изгибающих моментов от безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений в радиальных элементах, расположенных по длинной оси при расчетных значениях снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

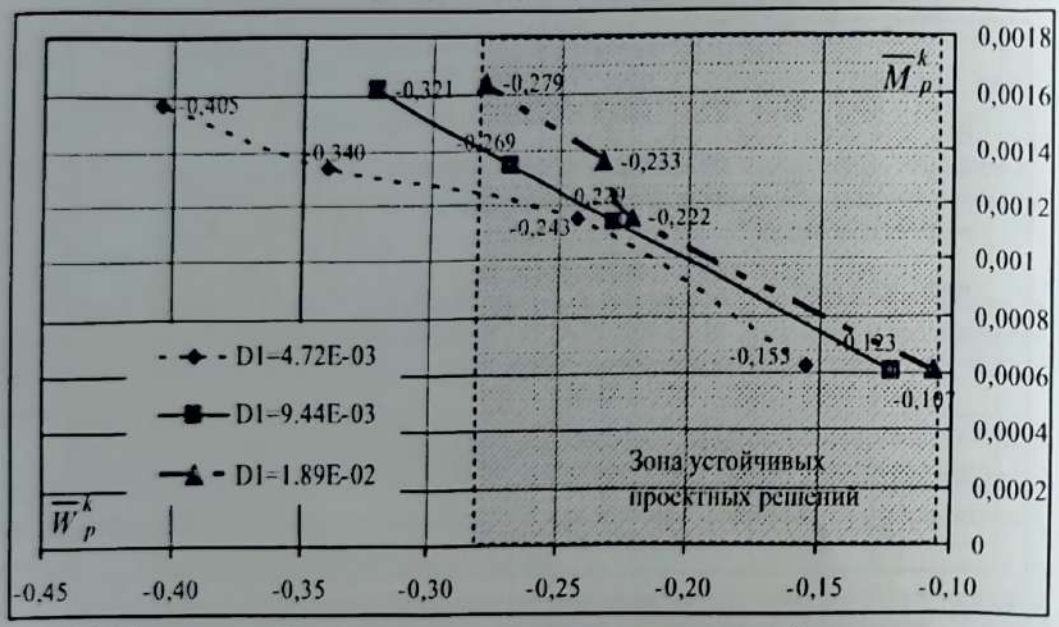


Рис. 4.24. Зависимость безразмерного параметра максимальных изгибающих моментов от безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений в радиальных элементах, расположенных по короткой оси при расчетных значениях снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

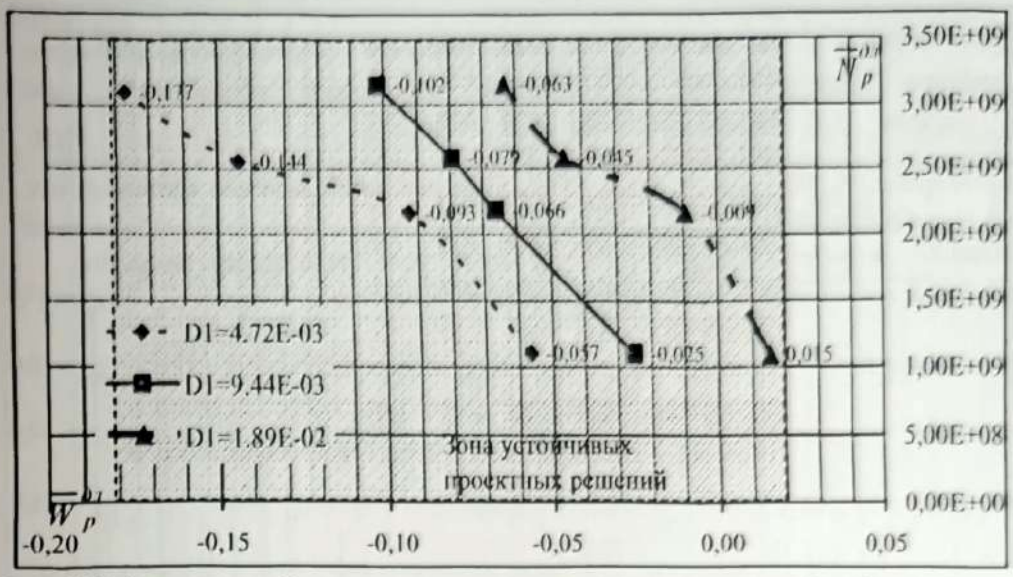


Рис. 4.25. Зависимость безразмерного параметра максимальных усилий от безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений в радиальных элементах, расположенных по длинной оси при расчетных значениях снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

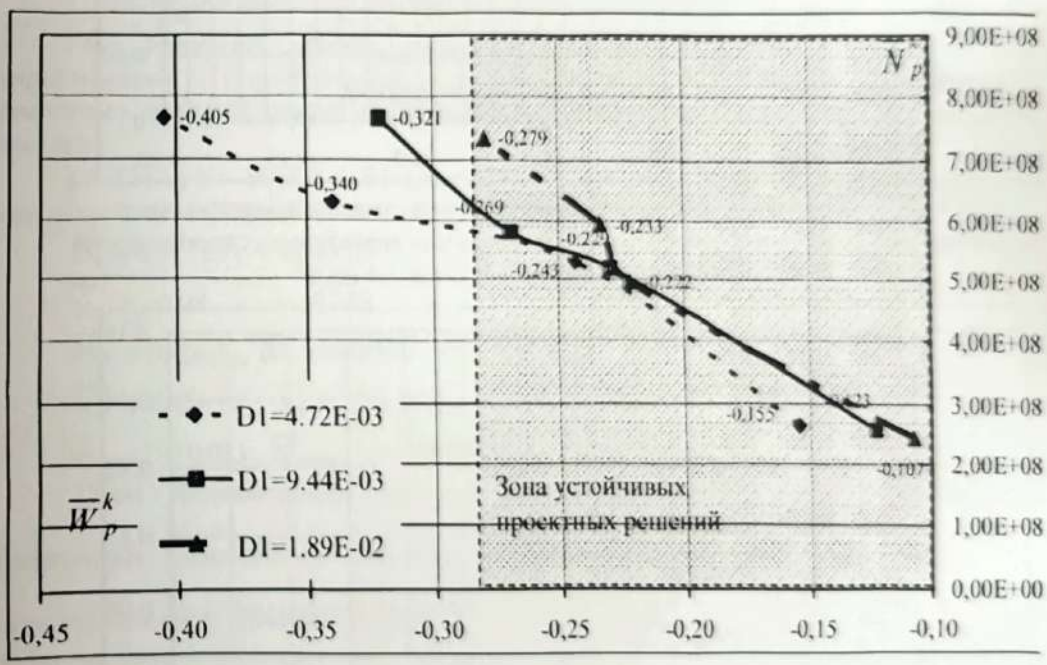


Рис. 4.26. Зависимость безразмерного параметра максимальных усилий от безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений в радиальных элементах, расположенных по короткой оси при расчетных значениях снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

По графику рис. 4.27 зависимости «$\overline{w}_p$ - $\overline{w}_{вспар.к.}$» находим безразмерный параметр максимальных вертикальных перемещений внутреннего опорного контура $\overline{w}_{вспар.к.} = 0.083$.

Из графика зависимости $\overline{w}_{вспар.к.}$ от $\overline{M}_{вспар.к.}$ (рис. 4.28) найдем безразмерный параметр максимальных изгибающих моментов во внутреннем опорном контуре

$\overline{M}_{внутр.к.} = -0{,}0091$, а из рис. 4.29 получим значение безразмерного параметра максимальных горизонтальных перемещений внутреннего опорного контура $\overline{U}^{max}_{внутр.к.} = 0{,}0755$. По найденным значениям безразмерных параметров НДС $\overline{w}_p, \overline{w}_r, \overline{M}_r; \overline{M}_p; \overline{N}_r; \overline{N}_p$, $\overline{w}_{внутр.к.}, \overline{M}_{внутр.к.}, \overline{U}^{max}_{внутр.к.}$, можем найти значения максимальных усилий и перемещений в оболочке, а также подобрать жесткостные характеристики элементов и геометрические характеристики пространственной конструкции покрытия.

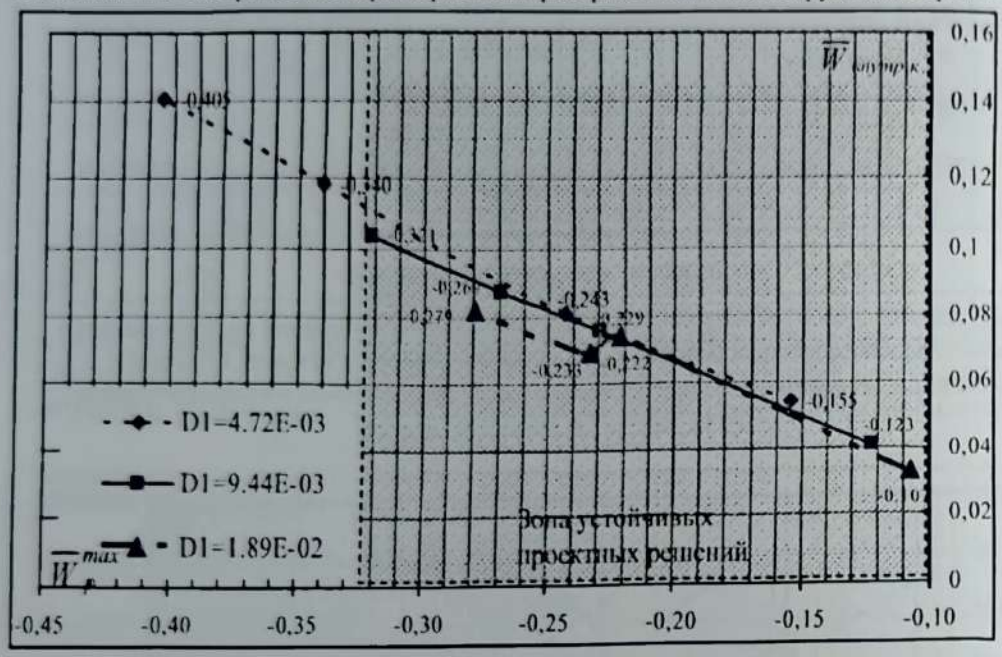


Рис. 4.27. Зависимость безразмерных параметров максимальных вертикальных перемещений в радиальных элементах от максимальных вертикальных перемещений внутреннего контура при S=0, 0.7, 1.0, 1.4 кН/м^2

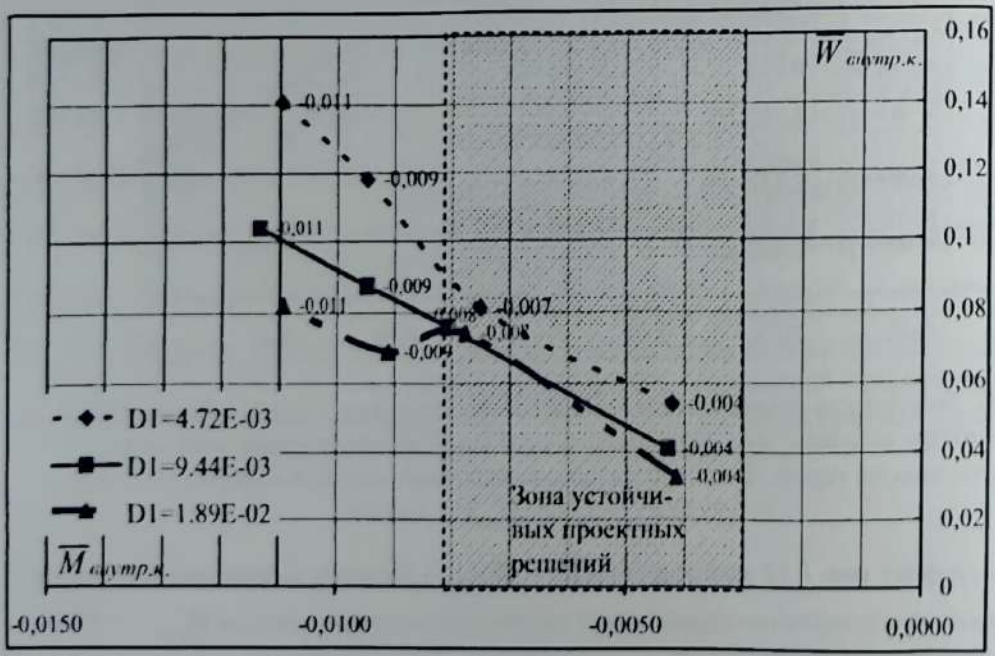


Рис. 4.28. Зависимость безразмерных параметров максимальных изгибающих моментов от максимальных горизонтальных перемещений во внутреннем опорном контуре при S=0, 0.7, 1.0, 1.4 кН/м^2

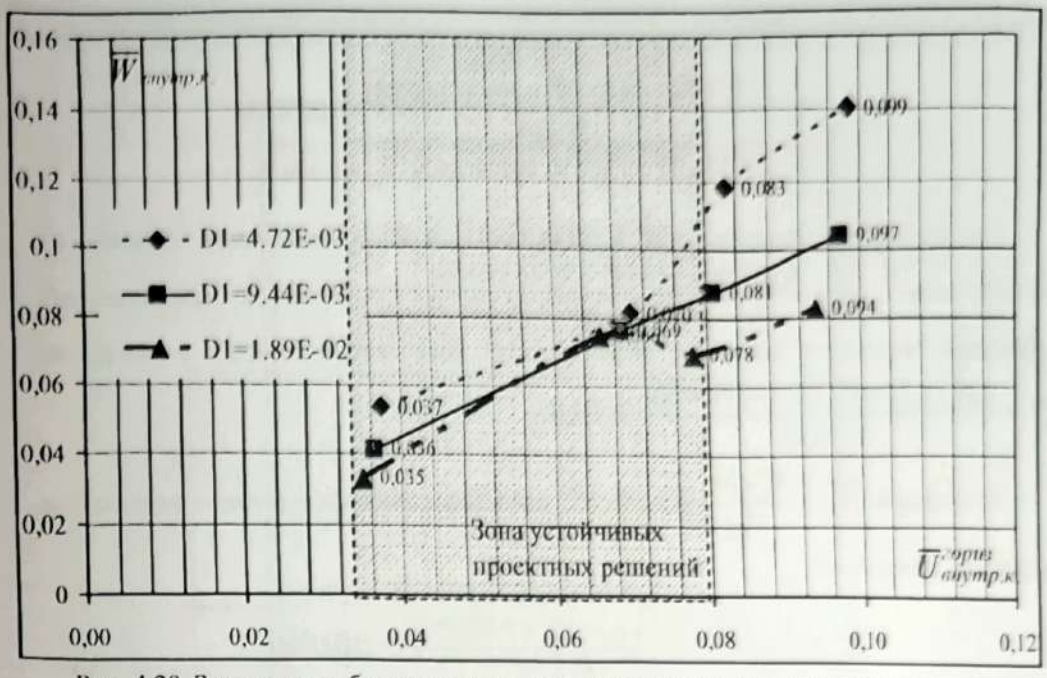


Рис. 4.29. Зависимость безразмерных параметров максимальных горизонтальных перемещений от максимальных вертикальных перемещений во внутреннем опорном контуре при расчетных значениях снеговой нагрузки S=0, 0.7, 1.0, 1.4 кН/м^2

В результате набор исходных значений пространственно-жесткостных характеристик и геометрических размеров покрытия, необходимых для определения расчетных значений усилий в основных элементах и их жесткостных характеристик составит:

a = 123 м, b = 85 м, a_1 = 93 м, b_1 = 50 м – полуоси внешнего и внутреннего опорных контуров соответственно.

$\overline{D}_4 = 0.017$, $\overline{D}_1 = 9.44\times10^{-3}$,

$\overline{w}_p^{ot} = -0.08$, $\overline{w}_p^{k} = -0.245$,

$\overline{M}_p^{ot} = 0.00089$, $\overline{M}_p^{k} = 0.00122$, $\overline{M}_p^{max} = 0.015$,

$\overline{N}_p^{ot} = 2.65\times10^{9}$, $\overline{N}_p^{k} = 5.5\times10^{8}$,

$\overline{w}_{внутр.к.} = 0.083$, $\overline{M}_{внутр.к.} = -0{,}0091$, $\overline{U}_{внутр.к.}^{верх} = 0.0755$.

Зная безразмерный параметр максимальных вертикальных перемещений радиальных элементов по длинной $\overline{w}_p^{ot} = \dfrac{w_p^{ot}}{f} - 0.08$ и по короткой $\overline{w}_p^{k} = -0.245$ осям, определим стрелу провисания нити. Из опыта проектирования изгибно-жестких нитей в качестве начальных параметров, задаваемых на 1-м этапе расчета рекомендуется принять $f = (0.1 \div 0.06)L$ – 2,1 м. Значит, $w_p^{k} = -0.245\times2.1 = 0.515$ м, что не приемлемо, т.е. принимаем $f = 1.3$м, отсюда $w_p^{k} = -0.319$ м и $w_p^{ot} = -0{,}08\times1{,}3 = -0{,}104$ м, что подходит для нашего случая.

Зная h_p и площадь сечения нити $A_p = 32.52$см^2, найдем $I_p^v = 2I_0 + 2a^2A_p$,

$I_p^v = 2\times(100 + 16.26\times(57.5 - 2.45)^2) = 98751.94$см^4

По формуле $\overline{M}_p^{ot} = \dfrac{M_p^{ot}ab}{EI_v^p a_p} = 0.00089$, найдем максимальный изгибающий момент в радиальном элементе по длинной оси:

$$M_r^{ot} = \frac{0{,}00089 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 30 \times 0.000988}{123 \times 85} = 0.525 kHм$$

$$h_r = 0.33 \times 35 = 1.155м, \text{ принимаем } h_r = 1.150м.$$

Так же найдем максимальный изгибающий момент в радиальном элементе по короткой оси: $M_r^k = \frac{0{,}00122 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 35 \times 0.000988}{123 \times 85} = 0.847 kHм$ и максимальный изгибающий момент в покрытии максимальный изгибающий момент в покрытии

$$M_r^{max} = \frac{0{,}015 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 35 \times 0.000988}{123 \times 85} = 8.93 kHм$$

По формуле $\overline{N}_r^{ot} = \frac{N_r^{ot} a b a_r^2}{E A_r^3} = 2.65 \times 10^9$, найдем максимальное усилие в радиальном элементе по длинной оси:

$$N_r^{ot} = \frac{2.65 \times 10^9 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0.003252^3}{123 \times 85 \times 30^2} = 2033.9 kH$$

Так же найдем максимальное усилие в радиальном элементе по короткой оси:

$$N_r^k = \frac{5.5 \times 10^8 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0.003252^3}{123 \times 85 \times 35^2} = 310.15 kH$$

Стрелу провеса внутреннего опорного контура, получим, исходя из среднего возможного максимального вертикального перемещения во внутреннем опорном кольце, которое принимаем $w_{контр.к.} = -0.230$м, $f_{контр.к} = \frac{w_{контр.к}}{w_{контр.к.}} = \frac{-0.230}{0.083} = 2.77м$, принимаем $f_{контр.к} = 2.8м$.

Максимальное горизонтальное перемещение во внутреннем контуре найдем по формуле $\overline{U}_{контр.к.}^{гориз} = \frac{U_{контр.к.}^{гориз}}{f_{контр.к}} = 0.0755$, т.е. $U_{контр.к.}^{гориз} = 0.0755 \times 2.8 = 0.212м$, что приемлемо для пространственных большепролетных конструкций покрытий.

Для точного определения жесткостных характеристик опорных контуров зададимся их начальными характеристиками с учетом результатов предварительных расчетов покрытия и опыта проектирования сооружений в виде сетчатых оболочек.

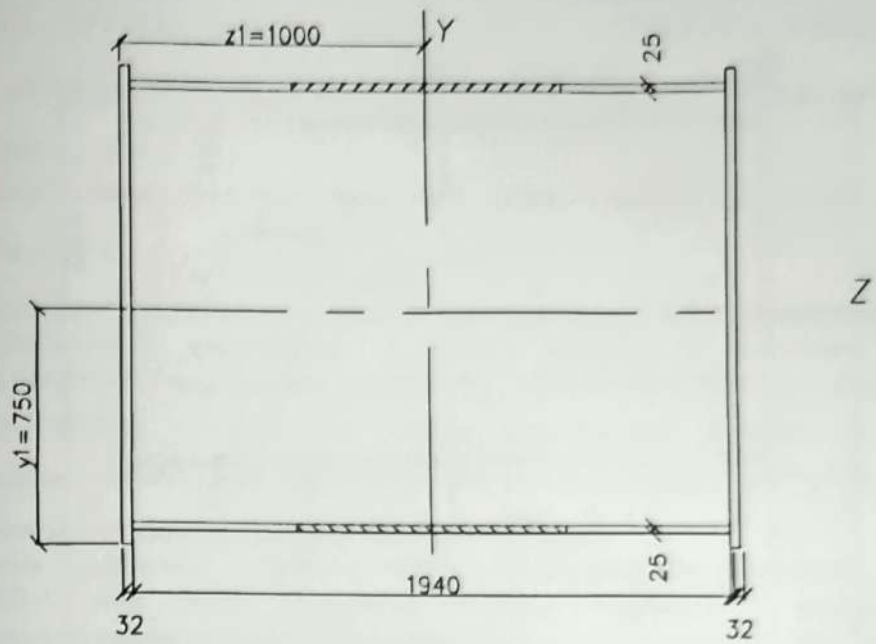
Геометрические характеристики *внешнего опорного контура* принимаем:

$$A = 2(150 \cdot 3.2 + 93.6 \cdot 2.5) = 1428(см^2)$$

$$I_{y1} = 2\left[2\left(\frac{2.5 \cdot 46.8^3}{12} + 2.5 \cdot 46.8\left(\frac{46.8}{2} + 50\right)^2\right) + 150 \cdot 3.2\left(\frac{200 - 3.2}{2}\right)^2\right] = 11902055(см^4)$$

$$I_{z1} = 2\left(\frac{3.2 \cdot 150^3}{12} + 93.6 \cdot 2.5\left(75 - 2 - \frac{2.5}{2}\right)^2\right) = 4209293(см^4)$$

$$I_{kp} = \frac{4 I_{y1} I_{z1}}{I_{y1} + I_{z1}} = \frac{4 \cdot 11902055 \cdot 4209293}{11902055 + 4209293} = 12438248(см^4)$$



$$EA = 2.1 \cdot 10^8 \cdot 1428 \cdot 10^{-4} = 29988000(kH)$$

$$EI_{y1} = 2.1 \cdot 10^8 \cdot 11902055 \cdot 10^{-8} = 24994316(kHм^2)$$

$$EI_{z1} = 2.1 \cdot 10^8 \cdot 4209293 \cdot 10^{-8} = 8839516(kHм^2)$$

$$GI_{kp} = 0.8 \cdot 10^8 \cdot 12438248 \cdot 10^{-8} = 9950598(kHм^2)$$

Сечение *внутреннего опорного контура* принимаем:

$$A = 1428 + 2(83.7 + 118) = 1831(см^2)$$

Центр тяжести сечения:

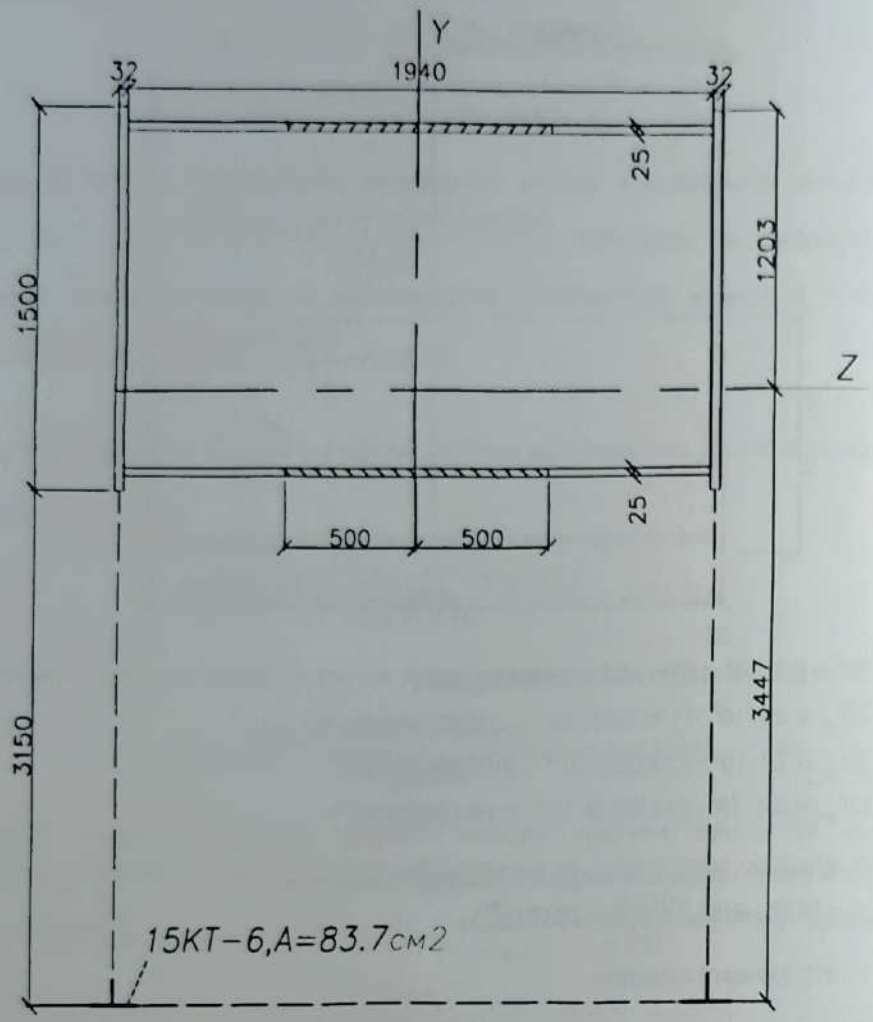
$$y = \frac{\sum F_i y_{ci}}{\sum F_i} = \frac{2 \cdot 118 \cdot 315 + 2 \cdot 150 \cdot 3.2\left(315 + \frac{150}{2}\right)}{2 \cdot 118 + 1428 + 2 \cdot 83.7} + \frac{93.6 \cdot 2.5\left(315 + 2 + 2 + \frac{2.5}{2}\right)}{2 \cdot 118 + 1428 + 2 \cdot 83.7} +$$

$$+ \frac{93.6 \cdot 2.5(315 + 154 - 2 - 2.5/2)}{2 \cdot 118 + 1428 + 2 \cdot 83.7} = 344.69(см)$$

$$I_{y1} = 11902055 + 21850 + 2 \cdot 118 \cdot 10^4 + 17290 + 2 \cdot 83{,}7 \cdot 10^4 = 15975195(см^4)$$

$$I_{z1} = 4209293 + 1428 \cdot 45{,}3^2 + 2 \cdot 10930 + 2 \cdot 118 \cdot 29{,}7^2 + 2 \cdot 8640 + 2 \cdot 83{,}7 \cdot 344{,}7^2 = 27277139(см^4)$$

$$I_{kp} = \frac{4 I_{y1} I_{z1}}{I_{y1} + I_{z1}} = \frac{4 \cdot 15975195 \cdot 27277139}{15975195 + 27277139} = 40299108(см^4)$$



$$EA = 2.1\cdot 10^{8}\cdot 1831\cdot 10^{-4} = 38459400(kH)$$

$$EI_{y1} = 2.1\cdot 10^{8}\cdot 15975195\cdot 10^{-8} = 33547909(kHм^{2})$$

$$EI_{z1} = 2.1\cdot 10^{8}\cdot 27277139\cdot 10^{-8} = 57281992(kHм^{2})$$

$$GI_{кр} = 0.8\cdot 10^{8}\cdot 40299108\cdot 10^{-8} = 32239286(kHм^{2})$$

Максимальный изгибающий момент во внутреннем контуре найдем из $\overline{M}_{внутр.к.} = \dfrac{M_{внутр.к}ab}{EI_y^{внутр.к.}a_{внутр.к.}} = -0.0091$, $a_{внутр.к.} = 26\times 4{,}2 + 2\times 2{,}1 = 113.4м$, значит

$$M_{внутр.к.} = \frac{-0.0091\times 2.1\times 10^{8}\times 15975195\times 113.4}{123\times 85} = 3311.3kHм.$$

Зная безразмерные пространственно-жесткостные параметры $\overline{D}_1 = \dfrac{EI_z^{внутр.к.}ab_1^4 + EI_z a_1 b^4}{Etb^4 b_1^4} = 9.44\times 10^{-3}$ и $\overline{D}_4 = \dfrac{EI_y b}{EtR^2} = 0.017$, найдем толщину оболочки

$t = \dfrac{9.44\times 10^{-3}\times 2.1\times 10^{8}\times 85^4\times 50^4}{8839516\times 123\times 50^4 + 57281992\times 93\times 85^4} = 0.000134$, значит определим шаг кольцевых ребер путем варьирования по формуле $t = \dfrac{A_{к.р.}}{S_{к.р.}} + \dfrac{A_{р.р.}}{S_{р.р.}}$, где $A_{к.р.}$, $A_{р.р.}$ - площади поперечного сечения кольцевого и радиального ребер, соответственно; $S_{к.р.}$, $S_{р.р.}$ шаг кольцевых и радиальных ребер

соответственно. Задаем на начальном этапе $S_{пр} = 6м$, $A_{пр} = 32.52м^2$ и $A_{ср} = 32.52м^2$. Путем простых преобразований получаем $S_{ср} = \dfrac{0.003252}{0.000134 - (0.003252/6)} = 7.98м$, окончательно принимаем $S_{ср} = 6м$.

Зная толщину оболочки, можем найти радиус кривизны внутреннего контура в плоскости XOZ $R = \sqrt{\dfrac{33547909 \times 85}{2.1 \times 10^{8} \times 0.011 \times 0.017}} = 1025.07м$.

Проверим прочность ограждающей конструкции из поликарбонатного пластика, зная максимальное разрушающее удлинение пластика в исходном состоянии $\varepsilon_{p\,доп.\,т}^{0.95} = 3.499 \pm 0.137$ и в результате старения $\varepsilon_{p\,доп.\,ст}^{0.95} = 3.346 \pm 0.114$ (см. раздел 3.2);

Из графика на рис. 4.31. найдем безразмерный параметр диагональных максимальных вертикальных перемещений узлов ячеек покрытия $\overline{w}_p^{diag} = \dfrac{\Delta w}{d} = -0.0074$, зная величину снеговой нагрузки $S = 0.5 \times 1.4 = 0.7$. кН/м^2.

Длина диагонали ячейки висячей пространственно-стержневой оболочки $d = 7{,}0652$ м (рис. 4.30), определим величину максимальной разницы между вертикальными перемещениями узлов ячейки покрытия $\Delta w = -0.0074 \times 7.0652 = -0.052$.

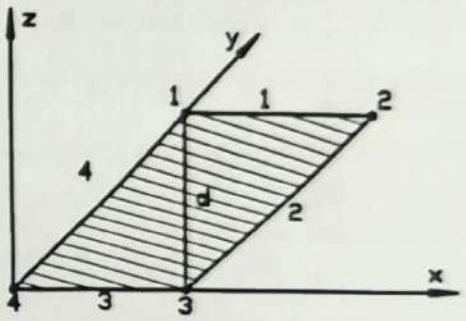


Рис. 4.30. Фрагмент пространственной конструкции в виде ячейки с ограждающей конструкции из пластика

Из графика на рисунке 4.32. найдем безразмерный параметр максимального диагонального удлинения ячеек висячей пространственно-стержневой оболочки $\overline{d}_p^{diag} = \dfrac{\Delta d}{d} = 0.0014$. Зная $d = 7{,}0652$м, найдем $\Delta d = 0.00989$.

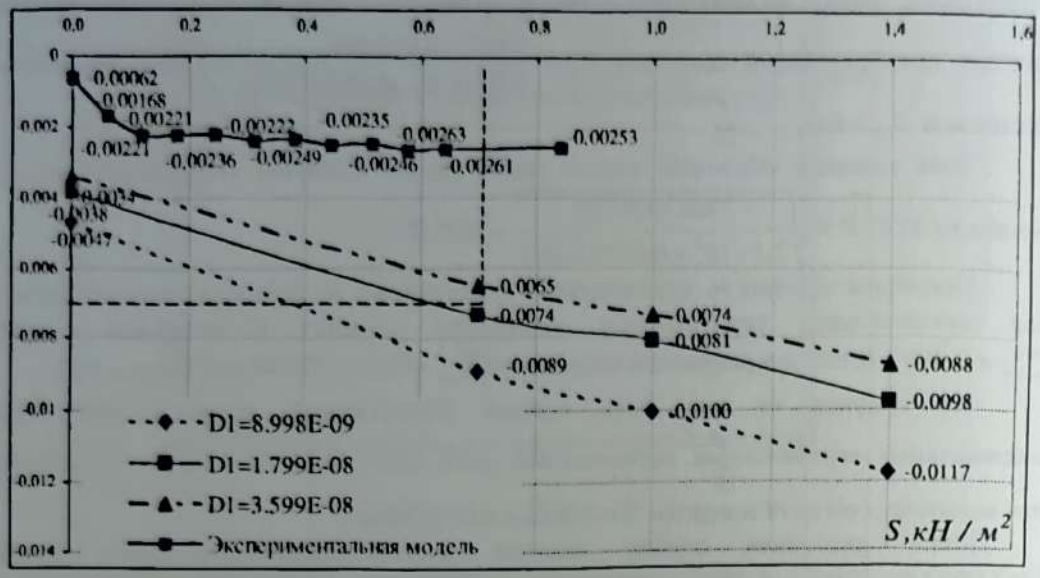


Рис. 4.31. Зависимость безразмерного параметра максимальных диагональных удлинений ячеек висячей пространственно-стержневой оболочки от величины снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

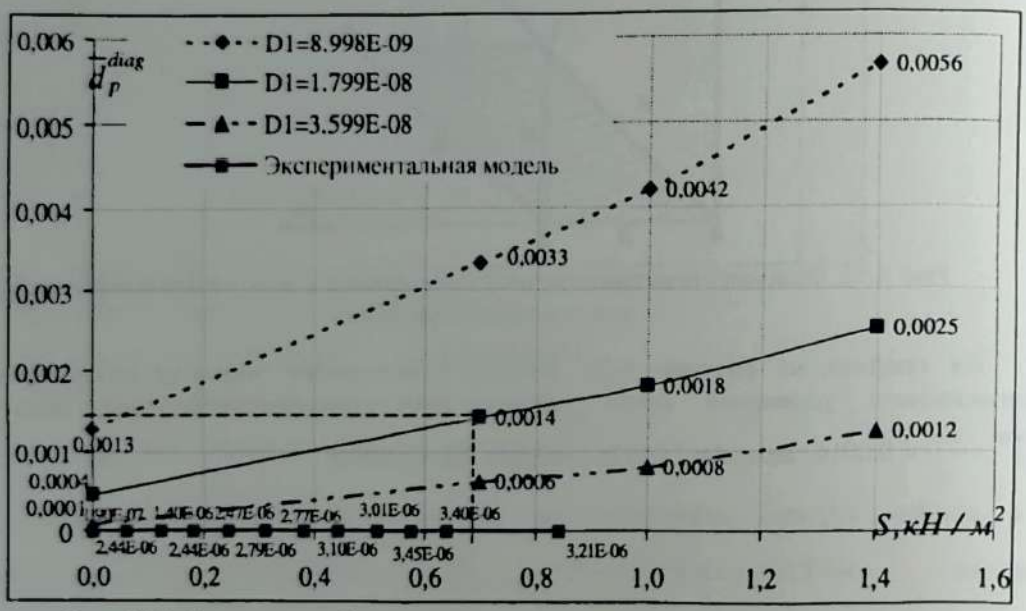


Рис. 4.32. Зависимость безразмерного параметра максимальных диагональных удлинений ячеек висячей пространственно-стержневой оболочки от величины снеговой нагрузки S=0 кН/м^2, S=0,7 кН/м^2, S=1,0 кН/м^2, S=1,4 кН/м^2

Проверим несущую способность основных элементов конструкции:

а) радиальных элементов (принимаем материал радиального элемента сталь С245 с R_y=240МПа.

$$\sigma = \left|\frac{N}{A}\right| + \left|\frac{M_z}{W_z}\right| \le R\gamma_c$$

По сортаменту ГОСТ 26020-83 принимаем сечение жесткой нити: верхний и нижний пояса выполняются из тавров 25БТ1 с $A = 46.18*2 = 92.36см^2$, соединяемых

между собой раскосами из холодногнутых сварных профилей прямоугольного сечения $D_н$=80 мм.

$$I_p = 2I_0 + 2a^2 A = 2*(803 + (57-5.97)^2 * 46.18) = 244473см^4$$

$$EA = 2.1\cdot 10^8 \cdot 92.36\cdot 10^{-4} = 1939560(kH)$$

$$EI = 2.1\cdot 10^8 \cdot 244473\cdot 10^{-8} = 513393.3(kHм^2)$$

$$W_z = \frac{I_p}{h/2} = \frac{244473}{115/2} = 4251см^3$$

$$\sigma = \left|\frac{2033.9\times 10^{-3}}{92.36\times 10^{-4}}\right| + \left|\frac{8.93\times 10^{-3}}{4251\times 10^{-6}}\right| = 222.3МПа \le R = 235МПа$$

б) внутреннего опорного контура

$$\sigma = \left|\frac{N}{A}\right| + \left|\frac{M_z}{W_z}\right| \le R\gamma_c$$

$$I_{z1} = = 27277139см^4$$

$$W_z = \frac{I_{z1}}{h/2} = \frac{27277139}{4.650/2} = 117321см^3$$

$$M_{заданут.к.} = 3311.3kHм,$$

$$\sigma = \left|\frac{33113000кг\cdot см}{117321см^3}\right| = 282.24\frac{кг}{см^2} \le 2350\frac{кг}{см^2}$$

в) ограждающей конструкции из поликарбонатного пластика

Найдем относительное удлинение $\varepsilon = \Delta d / d \cdot 100\% = \frac{0.00989}{7.0652}\cdot 100 = 0.13998$, что намного меньше максимального относительное удлинение пластика в исходном состоянии $\varepsilon^{0.95}_{р,исх} = 3.499 \pm 0.137 >> \varepsilon$=0.13998 и в результате старения $\varepsilon^{0.95}_{р,сост} = 3.346 \pm 0.114 >> \varepsilon$=0.13998. Значит перемещения, возникающие в оболочке, не могут вызвать разрушения в ограждающей конструкции.

Проверим относительное удлинение диагонали пластиковой панели: $\overline{d}^{diag}_c = \frac{0.00989}{7.0652} = 0.0013998 << \overline{d}^{diag}_{max} = 0.0075....0.008$, и соблюдается условие $\frac{f}{l} \le \frac{1}{50}$, т.е. выпадения панели из элемента крепления не будет.

Проверку и перерасчет основных элементов конструкции следует производить до тех пор, пока жесткостные параметры основных несущих элементов не будут удовлетворять выше приведенным условиям прочности и жесткости.

На 2 этапе, используя данные теоретических исследований, полученных выше, проводится численный расчет конструкций с использованием УВП (например, УВП "SCAD"), с уточнением геометрических и жесткостных параметров сооружения.

4.4. Покрытие в виде провисающей мембранной оболочки (расчет и проектирование)*

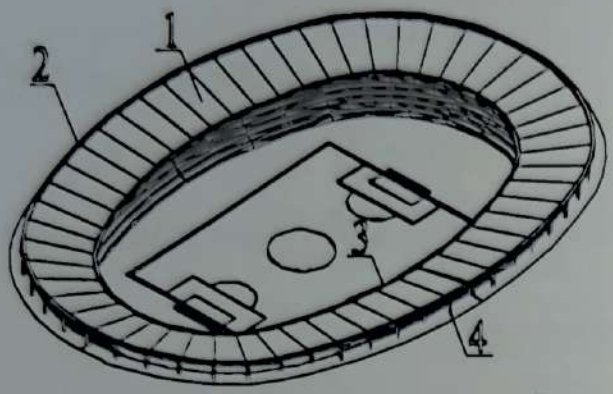


Рис. 4.33. Мембранное покрытие в виде оболочки положительной кривизны (1 - мембрана, 2 - наружный опорный контур, 3 - внутренний контур, 4 - колонны)

Рассмотрим пример применения приближенной методики расчета к мембранной оболочке, перекрывающей 100% площади трибун стадиона. Размеры оболочки приведены в таблице 4.8.

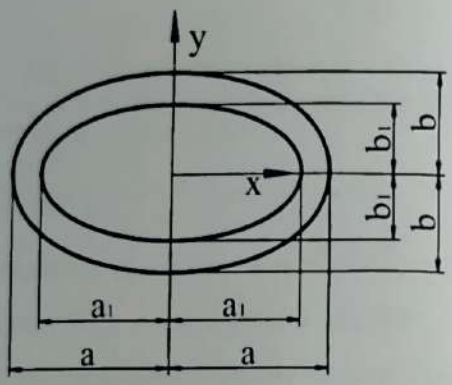


Таблица 4.8.

Исходные данные оболочки

Исходные данные:	
размеры полуосей оболочки	a=123 м, b=85 м
размеры полуосей выреза	a_1=93 м, b_1=64.27 м
модуль упругости	$E = 2.06 \cdot 10^{11}$ Па

Материал оболочки и ее элементов (опорных контуров, элементов постели) – сталь. Стрелу провиса примем в соответствие с [1] $f = a/20 = 123/20 = 6.5\,м$. Радиус кривизны внутреннего опорного контура $R = \infty$ (без «вспарушивания»). Толщина оболочки t = 2 мм. Предполагаемый период эксплуатации τ = 50 лет.

1. Зададимся площадью поперечного сечения внутреннего опорного контура из учета, что объем внутреннего опорного контура должен приблизительно равняться объему выреза. Уравнение поверхности оболочки [1]:

* подраздел написан на основе материалов исследований к.т.н. Ю. В. Сивоконь

$$z(x,y) = f\left(1 - \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right) \tag{4.17}$$

Вспомогательные функции, ограничивающие проекцию эллипса на горизонтальную плоскость (уравнение верхней половины эллипса и нижней половины эллипса с полуосями a_1, b_1):

$$f_1(x) = -b_1\sqrt{1 - \frac{x^2}{a_1^2}} \tag{4.18}$$

$$f_2(x) = -f_1(x) \tag{4.19}$$

Площадь поверхности, которую отсекаем вырезом:

$$S = \int_{-a_1}^{a_1}\int_{f_1(x)}^{f_2(x)}\sqrt{\left(\frac{dz(x,y)}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz(x,y)}{dy}\right)^2 + 1}dxdy \tag{4.20}$$

Объем выреза:

$$V = S \cdot t = 38.1 \text{ м}^3 \tag{4.21}$$

Длина плоского внутреннего опорного контура:

$$L = 2 \cdot \int_{-a_1}^{a_1} f_1(x) = 498.2 \text{ м} \tag{4.22}$$

Площадь поперечного сечения внутреннего опорного контура:

$$F^{int} = V / L = 0.076 \text{ м}^2 \tag{4.23}$$

2. Вычисляем площадь поперечного сечения внешнего опорного контура:

$$F^{ext} = F^{int} / 0.85 = 0.089 \text{ м}^2 \tag{4.24}$$

3. Определим безразмерный пространственно-жесткостной параметр $\overline{F_1}$:

$$\overline{F_1} = \frac{EF^{ext}a \cdot b_1^2 + EF^{int}a_1b^2}{E \cdot t \cdot b^2 b_1^2} = 1.62 \tag{4.25}$$

Уточним, что в зависимости приближенной методики закладывалась толщина мембраны, а не приведенная толщина оболочки.

4. Вычисляем оптимальное значение $\overline{F_1}$ из требований минимального допустимого значения безразмерного параметра перемещений $\overline{w}$ с учетом ограничений $\overline{F_1} \in [1...3]$. Для этого по таблице 4.10 для зависимости $\overline{w}(\overline{F_1})$ на основе данных таблицы 4.9 используем соответствующую функцию безразмерного параметра максимальных вертикальных перемещений:

$$y = e^{a + \frac{b}{x} + c \cdot \ln(x)} \tag{4.26}$$

где - y искомый безразмерный параметр (в данном случае максимальных вертикальных перемещений $\overline{w}$, a, b, c – коэффициенты этой функции, значения которых даны в строке, соответствующей данному безразмерному параметру, x – аргумент функции,

$$x = \overline{F_1} \cdot 1000 = 1620 \tag{4.27}$$

Таблица 4.9

Аппроксимирующие функции приближенной методики

Функция	№ формулы
1	2
$y = a + b \cdot x + c \cdot x^2 + d \cdot x^3$	(1)
$y = a + b \cdot x + c \cdot x^2 + d \cdot x^3 + e \cdot x^4$	(2)
$y = a(b - \exp(-c \cdot x))$	(3)
$y = a \cdot \exp(b \cdot x)$	(4)
$y = a \cdot \exp\left(\frac{-(b \cdot x)^2}{2 \cdot c^2}\right)$	(5)
$y = a \cdot x^{b \cdot x}$	(6)
$y = \frac{1}{a + b \cdot x^c}$	(7)
$y = a + b \cdot x + \frac{c}{x^2}$	(8)
$y = a(b^x)(x^c)$	(9)
$y = a + b / x$	(10)
$y = a + b \cdot \ln x$	(11)
$y = \frac{a \cdot b + c \cdot x^d}{b + x^d}$	(12)
$y = a \cdot \exp\left(\frac{b}{x}\right)$	(13)
$y = a \cdot x^{\frac{b}{x}}$	(14)
$y = a \cdot b^x$	(15)
$y = a \cdot x^b$	(16)
$y = a + b \cdot x + c \cdot x^2$	(17)
$y = \frac{a + b \cdot x}{1 + c \cdot x + d \cdot x^2}$	(18)
$y = \frac{1}{a + b \cdot \ln x}$	(19)
$y = \frac{a}{1 + (\exp(b - c \cdot x))^{\frac{1}{d}}}$	(20)
$y = \frac{a \cdot x}{b + x}$	(21)
$y = a \cdot (x - b)^c$	(22)

Окончание таблицы 4.9

1	2
$y = a + b \cdot x$	(23)
$y = e^{a+\frac{b}{x}+c\cdot\ln(x)}$	(24)
$y = a - b \cdot \exp\left(-c \cdot x^{d}\right)$	(25)
$y = a + b \cdot \cos(c \cdot x + d)$	(26)

Таблица 4.10.

Площадь покрытия 100% площади трибун стадиона с плоским внутренним опорным контуром/ после «вспарушивания» (нормативная снеговая нагрузка 70 кг/м² по всему покрытию)

Безразмерный параметр, зависящий от б. п. $\overline{F_i}$	Функция зависимости	r	A	B	C	D	E
1	2	3	4	5	6	7	8
$\overline{w} = \left\|\frac{w}{f}\right\|$	(24)	0.997	-8.465E+00	9.497E+02	7.311E-01		
	(8)	0.992	1.012E-03	1.751E-06	1.518E+03		
в мембране $\overline{\sigma_a^{ring}} \cdot 10^{-5}$	(2)	0.999	4.732E+00	-2.924E-03	1.412E-06	-2.739E-10	1.923E-14
	(1)	0.960	3.710E+00	-1.941E-03	6.260E-07	-5.710E-11	
в мембране $\overline{\sigma_a^{rad}} \cdot 10^{-5}$	(8)	0.999	3.654E+00	3.512E-03	9.017E+06		
	(8)	0.996	-2.958E-01	3.271E-03	6.630E+06		
в мембране $\overline{\sigma_d^{ring}} \cdot 10^{-5}$	(24)	0.999	-3.298E+00	6.300E+02	5.770E-01		
	(24)	0.997	-4.933E+00	8.629E+02	7.174E-01		
в мембране $\overline{\sigma_d^{rad}} \cdot 10^{-5}$	(8)	0.998	5.942E+00	2.979E-03	5.321E+06		
	(8)	0.997	-4.248E-02	2.673E-03	4.892E+06		
в мембране $\overline{\sigma_b^{ring}} \cdot 10^{-5}$	(22)	0.999	1.564E-01	2.795E+02	4.737E-01		
	(1)	0.999	2.399E+00	-1.009E-04	3.178E-07	-2.886E-11	
в мембране $\overline{\sigma_b^{rad}} \cdot 10^{-5}$	(8)	0.986	5.444E+00	2.686E-03	4.656E+06		
	(8)	0.993	1.387E+00	1.679E-03	3.190E+06		
внутр. о.к. $\overline{N_a^{int}} \cdot 10^{-5}$	(24)	0.999	1.094E+01	6.676E+02	-2.759E-01		
	(24)	0.999	8.148E+00	1.101E+03	-2.528E-03		
внутр. о.к. $\overline{N_d^{int}} \cdot 10^{-5}$	(24)	0.999	1.068E+01	6.553E+02	-2.551E-01		
	(13)	0.999	3.106E+03	1.056E+03			
внутр. о.к. $\overline{N_b^{int}} \cdot 10^{-5}$	(12)	0.999	2.568E+05	2.459E+01	3.015E+03	9.898E-01	
	(13)	0.999	2.753E+03	7.547E+02			
внешний о.к. $\overline{N_a^{ext}} \cdot 10^{-5}$	(2)	0.999	8.473E+03	6.042E+00	-1.293E-03	3.539E-07	-3.016E-11
	(1)	0.999	7.483E+03	8.512E-01	5.926E-04	-5.524E-08	
внешний о.к. $\overline{N_d^{ext}} \cdot 10^{-5}$	(2)	0.999	7.590E+03	5.732E+00	-1.665E-03	4.444E-07	-3.670E-11
	(20)	0.999	2.000E+04	7.428E+00	1.353E-03	6.652E+00	
внешний о.к. $\overline{N_b^{ext}} \cdot 10^{-5}$	(2)	0.999	5.933E+03	4.418E+00	-1.620E-03	4.264E-07	-3.465E-11
	(20)	0.999	1.494E+04	5.490E+00	1.026E-03	5.299E+00	
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{va}} \cdot 10^{-5}$	(20)	0.999	4.070E-01	1.734E+00	1.063E-03	9.794E-01	
	(24)	0.997	4.049E+00	-5.590E+03	-4.871E-01		
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{vd}} \cdot 10^{-5}$	(5)	0.998	8.816E+00	6.061E+03	3.315E+03		
	(1)	0.997	7.694E-01	-1.352E-03	9.366E-07	-8.921E-11	

Продолжение таблицы 4.10

1	2	3	4	5	6	7	8
внутр. о.к. $\overline{M_{im}^{1k}}\cdot 10^{-5}$	(1)	0.994	3.742E-01	-2.317E-04	1.128E-07	-1.028E-11	
	(1)	0.992	1.598E-01	-2.213E-04	1.037E-07	-9.308E-12	
внутр. о.к. $\overline{M_{im}^{2k}}\cdot 10^{-5}$	(1)	0.999	-4.039E-04	5.041E-05	6.524E-09	-4.793E-13	
	(8)	0.999	-3.103E-02	7.641E-05	8.549E+03		
внутр. о.к. $\overline{M_{im}^{3k}}\cdot 10^{-5}$	(17)	0.999	-4.979E-02	9.592E-05	-2.385E-09		
	(23)	0.999	-3.932E-02	7.899E-05			
внутр. о.к. $\overline{M_{im}^{4k}}\cdot 10^{-5}$	(17)	0.999	-3.594E-02	7.486E-05	3.185E-10		
	(1)	0.999	-4.403E-02	8.616E-05	-3.241E-09	3.119E-13	
внешний о.к. $\overline{M_{ex}^{1k}}\cdot 10^{-5}$	(3)	0.976	-3.217E-02	-2.813E-02	2.760E-03		
	(8)	0.999	-5.611E-03	7.764E-06	2.854E+03		
внешний о.к. $\overline{M_{ex}^{2k}}\cdot 10^{-5}$	(1)	0.999	3.488E-01	2.008E-05	1.053E-08	-8.669E-13	
	(18)	0.940	-1.667E+02	3.252E-01	-3.068E-01	1.677E-03	
внешний о.к. $\overline{M_{ex}^{3k}}\cdot 10^{-5}$	(17)	0.993	5.413E-02	-2.048E-05	2.309E-09		
	(1)	0.999	1.903E-02	-5.879E-06	2.183E-09	-2.282E-13	
внешний о.к. $\overline{M_{ex}^{4k}}\cdot 10^{-5}$	(3)	0.952	-8.514E-01	-6.299E+00	1.866E-03		
	(26)	0.998	5.498E+00	2.019E-01	6.953E-04	1.630E+00	
внешний о.к. $\overline{M_{ex}^{5k}}\cdot 10^{-5}$	(17)	0.999	5.226E+00	1.172E-03	-3.125E-08		
	(26)	0.993	5.485E+00	2.943E-01	9.064E-04	-1.147E+00	
внешний о.к. $\overline{M_{ex}^{6k}}\cdot 10^{-5}$	(20)	0.999	6.397E+00	1.276E+01	2.416E-03	8.936E+01	
	(1)	0.999	5.394E+00	-1.530E-04	5.676E-08	-4.256E-12	

a=-8.465E+00, b=9.497E+02, c=7.311E-01

Для нахождения безразмерного параметра $\overline{w}$ подставляем все эти значения в формулу:

$$\overline{w} = e^{-8.465+\frac{9.497\cdot 10^2}{1620}+7.311\cdot 10^{-1}\ln(1620)} = 8.409\cdot 10^{-2} \qquad (4.28)$$

Для оптимизации проектного решения задаем начальное значение параметра $\overline{F_1}$=1.62 (вычисленное в п.3). В MS Excel в одну из ячеек вводим это значение, умноженное на 1000, в другую записываем функцию (4.28), аргументом которой будет ячейка, содержащая $1000\overline{F_1}$, затем выбираем в меню сервис -> поиск решения. Устанавливаем целевую ячейку (ячейка, содержащая функцию), флажок «установить целевую ячейку равной минимальному значению» и добавляем ограничения для ячейки, содержащей параметр $1000\overline{F_1}$. Т.к. область допустимых проектных решений $\overline{F_1} \in [1...3]$, то ограничения значений в этой ячейке будут [1000...3000]. Так, для рассматриваемого случая оптимальное значение параметра $\overline{F_1}$=1.3.

5. Вычисляем параметры НДС оболочки. Для этого сначала по таблицам 1,3 приложения В вычисляем сначала соответствующие безразмерные параметры. Например, вычислим безразмерный параметр кольцевых напряжений в мембране по направлению малой полуоси $\overline{\sigma_2^{1m}}$. По таблице 4.10 ему соответствует формула (4.18):

$$y = a + b\cdot x + c\cdot x^2 + d\cdot x^3 + e\cdot x^4 \qquad (4.29)$$

Выписываем из соответствующей строки таблицы 4.10 значения коэффициентов:

a=4.732E+00, b=-2.924E-03, c=1.412E-06, d=-2.739E-10, e=1.923E-14

Здесь для всех безразмерных параметров продольных усилий, напряжений и изгибающих моментов (см. таблицу) y равен соответствующему безразмерному параметру, умноженному на 10^{-5}, $x = \overline{F_1} \cdot 1000$, т.е.:

$$\overline{\sigma_a^{ring}} \cdot 10^{-5} = 4.732 - 2.924 \cdot 10^{-3} \cdot 1300 + 1.412 \cdot 10^{-6} \cdot 1300^2 - \\ - 2.739 \cdot 10^{-10} \cdot 1300^3 + 1.923 \cdot 10^{-14} \cdot 1300^4 = 2.77 \quad (4.30)$$

Отсюда $\overline{\sigma_a^{ring}} = 2.77 \cdot 10^5$. Аналогичным образом находим все остальные безразмерные параметры.

Значения всех безразмерных параметров НДС проектируемой оболочки приведены в таблице 4.11. Размерные значения параметров НДС вычислим, воспользовавшись формулами подраздела 3.3.1. Здесь следует учесть, что значения продольной жесткости необходимо подставлять в кН, изгибной в кНм², а все остальные значения в системе СИ.

Например, максимальные вертикальные перемещения:

$$w = \overline{w} \cdot f = 8.27 \cdot 10^{-2} \cdot 6.15 = 0.509 м$$

Кольцевое напряжение в мембране по направлению малой полуоси:

$$\sigma_a^{ring} = \overline{\sigma_a^{ring}} \cdot \frac{E \cdot (t)^2}{a \cdot b} = 2.77 \cdot 10^5 \cdot \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 0.002^2}{123 \cdot 85} = 21.8 \cdot 10^6 Па = 22 МПа$$

Продольное усилие во внутреннем опорном контуре по малой полуоси:

$$N_a^{int} = \overline{N_a^{int}} \cdot \frac{EF^{int} \cdot (t)^2}{a \cdot b} = 1.305 \cdot 10^4 \cdot 10^5 \cdot \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 0.057 \cdot 0.002^2}{123 \cdot 85} = \\ = 6282 \cdot 10^3 H = 6282 кН$$

Все размерные значения параметров НДС для данной оболочки так же приведены в таблице 4.11 вместе с размерностями.

Таблица 4.11.

Результаты расчета оболочки по приближенной методике

Безразмерный параметр	Значение	Соответствующий размерный параметр
$\overline{w} = \left\|\frac{w}{f}\right\|$	8.27E-02	0.509 м
в мембране $\overline{\sigma_a^{ring}} \cdot 10^{-5}$	2.77E+00	21.834 МПа
в мембране $\overline{\sigma_a^{rad}} \cdot 10^{-5}$	1.36E+01	106.869 МПа
в мембране $\overline{\sigma_d^{ring}} \cdot 10^{-5}$	3.76E+00	29.63 МПа
в мембране $\overline{\sigma_d^{rad}} \cdot 10^{-5}$	1.30E+01	102.188 МПа
в мембране $\overline{\sigma_b^{ring}} \cdot 10^{-5}$	4.16E+00	32.818 МПа
в мембране $\overline{\sigma_b^{rad}} \cdot 10^{-5}$	1.17E+01	92.152 МПа
внутр. о.к. $\overline{N_a^{int}} \cdot 10^{-5}$	1.31E+04	6282.494 кН
внутр. о.к. $\overline{N_d^{int}} \cdot 10^{-5}$	1.15E+04	5544.856 кН

Продолжение таблицы 4.10

1	2	3
внутр. о.к. $\overline{N_b^{int}}\cdot 10^{-5}$	8.08E+03	3887.721 кН
внешний о.к. $\overline{N_a^{ext}}\cdot 10^{-5}$	1.48E+04	8396.133 кН
внешний о.к. $\overline{N_d^{ext}}\cdot 10^{-5}$	1.31E+04	7415.344 кН
внешний о.к. $\overline{N_b^{ext}}\cdot 10^{-5}$	9.77E+03	5534.749 кН
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{ya}}\cdot 10^{-5}$	1.67E-01	15.709 кНм
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{yd}}\cdot 10^{-5}$	2.47E+01	2324.708 кНм
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{yb}}\cdot 10^{-5}$	2.41E-01	22.641 кНм
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{za}}\cdot 10^{-5}$	7.50E-02	15.719 кНм
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{zd}}\cdot 10^{-5}$	7.08E-02	14.828 кНм
внутр. о.к. $\overline{M_{int}^{zb}}\cdot 10^{-5}$	6.18E-02	12.955 кНм
внешний о.к. $\overline{M_{ext}^{ya}}\cdot 10^{-5}$	1.80E-03	0.145 кНм
внешний о.к. $\overline{M_{ext}^{yd}}\cdot 10^{-5}$	3.91E-01	31.559 кНм
внешний о.к. $\overline{M_{ext}^{yb}}\cdot 10^{-5}$	3.14E-02	2.537 кНм
внешний о.к. $\overline{M_{ext}^{za}}\cdot 10^{-5}$	5.44E+00	16.672 кНм
внешний о.к. $\overline{M_{ext}^{zd}}\cdot 10^{-5}$	6.69E+00	20.524 кНм
внешний о.к. $\overline{M_{ext}^{zb}}\cdot 10^{-5}$	3.03E+00	9.279 кНм

Здесь: *int* - внутренний, *ext* – внешний, *a* – малая ось, *d* – диагональ, *b* – большая ось, *y* – относительно оси y, *z* – относительно оси z.

6. Проверим прочность мембраны в зонах малой полуоси, диагонали и большой полуоси. По зависимостям приближенной методики расчета можно найти радиальные и кольцевые составляющие напряжений. Касательные напряжения составляют менее 10% от соответствующих им радиальных и кольцевых напряжений, по этому главные напряжения можно принять равными радиальным и кольцевым напряжениям:

Проверку прочности проведем в соответствие с п. 5.10 [1] как для двухосного напряженного состояния.

Коэффициент условий работы конструкции γ_c=0.8, т.к. пролет покрытия свыше 120м [1], R_y =210 МПа.

$$R_y \cdot \gamma_c = 210 \cdot 0.8 = 168 MPa$$

Проверка прочности мембраны по малой полуоси:

$$\sigma_1^a = \sigma_a^{rad} = 107 \text{ МПа}, \ \sigma_2^a = \sigma_a^{ring} = 21.8 \text{ МПа}$$

$\sigma_a = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2} = \sqrt{107^2 - 107 \cdot 21.8 + 21.8^2} = 97.8$ МПа < 168 МПа

$\sigma_1^a = 107$ МПа < 168 МПа

По диагонали:

$$\sigma_1^d = \sigma_d^{rinf} = 102.2 \text{ МПа}, \ \sigma_2^d = \sigma_d^{ring} = 29.63 \text{ МПа}$$

Аналогично

$$\sigma_d = 91.1 \text{ МПа} < 168 \text{ МПа}$$

$$\sigma_1^d = 102.2 < 168 \text{ МПа}$$

По большой полуоси:

$\sigma_1^b = \sigma_b^{rinf} = 92.15$ МПа, $\sigma_2^b = \sigma_b^{ring} = 32.8$ МПа

$\sigma_b = 80.9$ МПа < 168 МПа

$\sigma_1^b = 92.15 < 168$ МПа

Проверка по максимальным перемещениям:

$$w = 0.509 \text{ м} > l/250 = (b - b_1)/250 = (85\text{-}64.27)/250 = 0.08 \text{ м} = 8 \text{ см}$$

7. Т.к. условие жесткости не выполняется, а условие прочности выполняется, вычисляем площади поперечного сечения опорных контуров из системы уравнений

$$\left.\begin{aligned} \overline{F_1} &= \frac{EF^{ext} \cdot a \cdot b_1^2 + EF^{int} \cdot a_1 \cdot b^2}{E \cdot t^* \cdot b^2 \cdot b_1^2} \\ F^{ext} &= F^{int} / k \end{aligned}\right\},$$

где $\overline{F_1}$ - скорректированное значение параметра, $k \in [0.75...0.95]$

Принимаем $k = 0.85$. Тогда $F^{ext} = 0.089$ м², $F^{int} = 0.076$м².

Для окончательного расчета конструкции покрытия формируем расчетную схему для кончено-элементного расчета с использованием универсального программного комплекса, например в ПК SCAD, на ПЭВМ по принятым геометрическим размерам и жесткостным характеристикам. Контура и элементы постели моделируем стержневыми элементами, мембрану 4-х угольными или 3-х угольными конечным элементом оболочки. Размеры 4-х угольного элемента оболочки назначаем в соответствие с размерами ячеек, которые образуют элементы постели.

В таблице 4.12 показано сравнение результатов расчета по приближенной методике и в ПК SCAD.

Таблица 4.12

Сравнение результатов расчета по приближенной методике и в SCAD

Безразмерный параметр	Значение б.п. по приближенной методике	Соответствующее размерное значение по приближенной методике	Соответствующее значение по SCAD	Разница между приближенной методикой и SCAD
$\overline{w} = \left\|\frac{w}{f}\right\|$	8.27E-02	0.509 м	0.487 м	5%
$\overline{\sigma_{ai}^{rmc}} \cdot 10^{-5}$	2.77E+00	21.834 МПа	22.43 МПа	3%
$\overline{\sigma_{ai}^{rml}} \cdot 10^{-5}$	1.36E+01	106.869 МПа	110.4 МПа	3%
$\overline{\sigma_{di}^{rmc}} \cdot 10^{-5}$	3.76E+00	29.63 МПа	29.82 МПа	1%
$\overline{\sigma_{di}^{rml}} \cdot 10^{-5}$	1.30E+01	102.188 МПа	105.3 МПа	3%
$\overline{\sigma_{bi}^{rmc}} \cdot 10^{-5}$	4.16E+00	32.818 МПа	32.24 МПа	2%
$\overline{\sigma_{bi}^{rml}} \cdot 10^{-5}$	1.17E+01	92.152 МПа	92.94 МПа	1%
$\overline{N_{ai}^{rm}} \cdot 10^{-5}$	1.31E+04	6282.494 кН	6470.3 кН	3%
$\overline{N_{di}^{rm}} \cdot 10^{-5}$	1.15E+04	5544.856 кН	5715.49 кН	3%
$\overline{N_{bi}^{rm}} \cdot 10^{-5}$	8.08E+03	3887.721 кН	3964.47 кН	2%
$\overline{N_{ai}^{rcl}} \cdot 10^{-5}$	1.48E+04	8396.133 кН	7765.262 кН	8%
$\overline{N_{di}^{rcl}} \cdot 10^{-5}$	1.31E+04	7415.344 кН	6849.3 кН	8%
$\overline{N_{bi}^{rcl}} \cdot 10^{-5}$	9.77E+03	5534.749 кН	5106.585 кН	8%
$\overline{M_{int}^{ai}} \cdot 10^{-5}$	1.67E-01	15.709 кНм	14.917 кНм	5%
$\overline{M_{int}^{di}} \cdot 10^{-5}$	2.47E+01	2324.708 кНм	1976.0 кНм	15%
$\overline{M_{int}^{bi}} \cdot 10^{-5}$	2.41E-01	22.641 кНм	20.687 кНм	9%
$\overline{M_{int}^{za}} \cdot 10^{-5}$	7.50E-02	15.719 кНм	14.875 кНм	6%
$\overline{M_{int}^{zd}} \cdot 10^{-5}$	7.08E-02	14.828 кНм	13.628 кНм	9%
$\overline{M_{int}^{zb}} \cdot 10^{-5}$	6.18E-02	12.955 кНм	12.167 кНм	6%
$\overline{M_{ext}^{za}} \cdot 10^{-5}$	1.80E-03	0.145 кНм	0.13 кНм	10%

Продолжение таблицы 4.12

1	2	3	4	5
$\overline{M_{ext}^{vi}} \cdot 10^{-5}$	3.91E-01	31.559 кНм	30.682 кНм	3%
$\overline{M_{ext}^{vd}} \cdot 10^{-5}$	3.14E-02	2.537 кНм	2.284 кНм	11%
$\overline{M_{ext}^{vh}} \cdot 10^{-5}$	5.44E+00	16.672 кНм	18.176 кНм	9%
$\overline{M_{ext}^{zi}} \cdot 10^{-5}$	6.69E+00	20.524 кНм	22.111 кНм	8%
$\overline{M_{ext}^{zd}} \cdot 10^{-5}$	3.03E+00	9.279 кНм	8.31 кНм	10%

Выполним окончательный расчет напряженно-деформированного состояния покрытия 2-х схем покрытия с плоским и «вспарушенным» (изогнутым в вертикальной плоскости) внутренним опорным контуром на значения снеговых и ветровых нагрузок, нормируемых новым нормативным документом Украины [9]:

Снеговая нагрузка:

Предельное расчетное значение [9]:

$$s_m = \gamma_{fm} s_0 C \tag{4.31}$$

где $\gamma_{fm} = 1$ – коэффициент надежности по предельному расчетному значению снеговой нагрузки для периода $\tau = 50$ лет; $s_0 = 1.5$ кПа – характеристическое значение снеговой нагрузки; $C = \mu C_e C_{alt}$ - коэффициент ($\mu = 1$, $C_e = 1$, $C_{alt} = 1$)

$$s_m = 1.5 \text{ кПа} \tag{4.32}$$

Ветровая нагрузка:

Предельное расчетное значение [9]:

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 C \tag{4.33}$$

где $\gamma_{fm} = 1$ – коэффициент надежности по предельному расчетному значению ветровой нагрузки для периода $\tau = 50$ лет; $w_0 = 0.5$ кПа – характеристическое значение снеговой нагрузки;

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{dir} C_d,$$

здесь C_{aer} - аэродинамические коэффициенты принимаем по приведенным графикам изополей релятивных давлений через переходные формулы, остальные согласно нормам [9].

Изополя релятивных давлений примем для угла атаки вдоль малой оси для наветренной и подветренной поверхностей оболочки приведены на рис. 4.34.

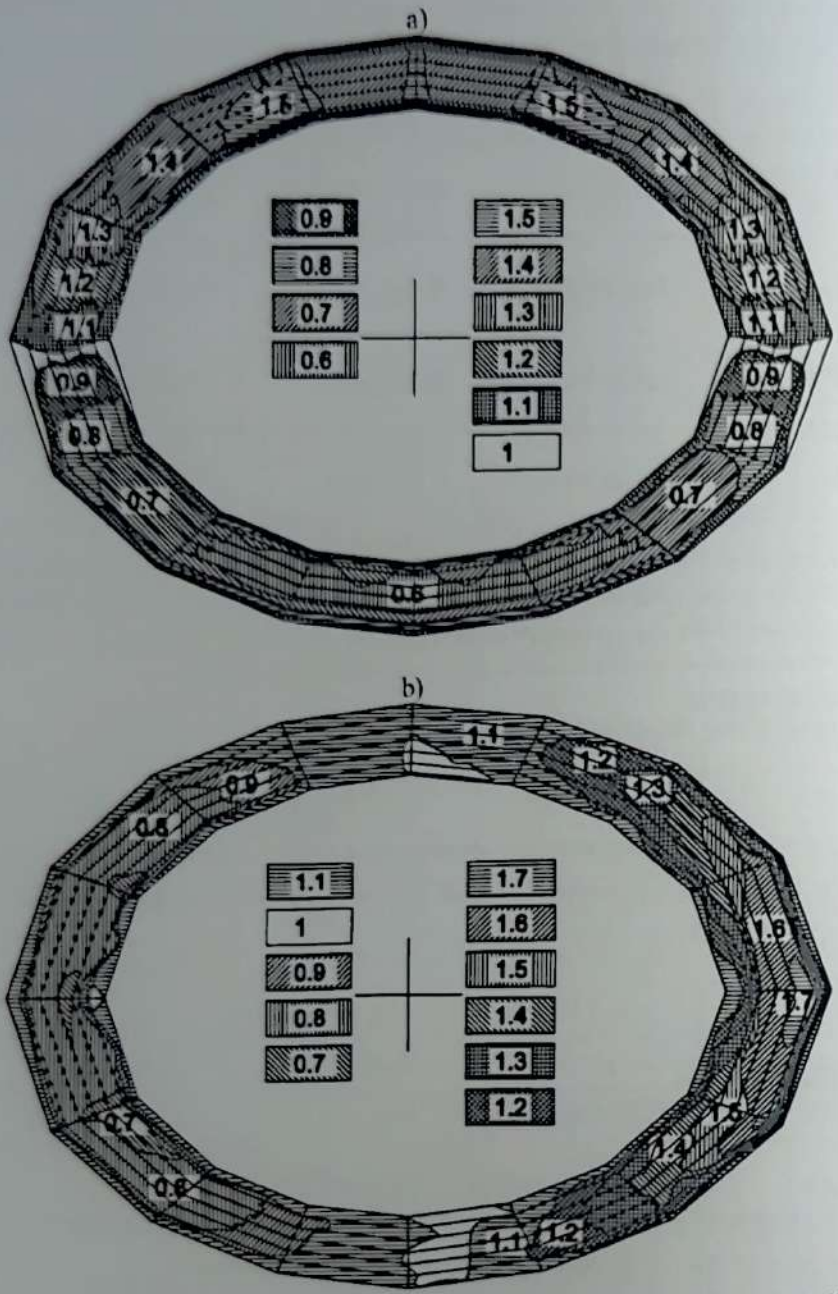


Рис. 4.34. Изополя аэродинамических коэффициентов для угла атаки вдоль малой оси: a) для верхней поверхности оболочки, b) для нижней поверхности оболочки

Таблица 4.13

Результаты расчета до и после «вспарушивания» $\left(\overline{D}_4 =\right)$

Параметр НДС	до «вспарушивания»	после «вспарушивания»
$w_{макс}$ (вертикальные перемещения)	-0.596 м	-0.079 м
σ_d^{ring} по малой оси	28.9 МПа	19.13 МПа
σ_d^{rad} по малой оси	169.1 МПа	77.52 МПа
σ_d^{ring} по диагонали	37.55 МПа	23.55 МПа
σ_d^{rad} по диагонали	165.5 МПа	76.56 МПа

Продолжение таблицы 4.13

σ_b^{ring} по большой оси	46.78 МПа	35.57 МПа
σ_b^{rad} по большой оси	140.4 МПа	75.55 МПа
N_a^{int} по малой оси	8165.376 кН	4282.138 кН
N_d^{int} по диагонали	7506.372 кН	4756.76 кН
N_b^{int} по большой оси	5708.454 кН	4703.748 кН
N_a^{ext} по малой оси	-9857.593 кН	-5421.144 кН
N_d^{ext} по диагонали	-9085.267 кН	-5325.225 кН
N_b^{ext} по большой оси	-7111.954 кН	-4780.875 кН
M_{int}^{ya} по малой оси	21.141 кНм	0.868 кНм
M_{int}^{yd} по диагонали	352.336 кНм	26.285 кНм
M_{int}^{yb} по большой оси	21.501 кНм	3.57 кНм
M_{int}^{za} по малой оси	-16.112 кНм	-13.593 кНм
M_{int}^{zd} по диагонали	-23.246 кНм	-11.907 кНм
M_{int}^{zb} по большой оси	-11.753 кНм	-13.254 кНм
M_{ext}^{ya} по малой оси	0.263 кНм	1.027 кНм
M_{ext}^{yd} по диагонали	50.351 кНм	18.667 кНм
M_{ext}^{yb} по большой оси	3.834 кНм	1.302 кНм
M_{ext}^{za} по малой оси	-18.706 кНм	-18.426 кНм
M_{ext}^{zd} по диагонали	-22.06 кНм	-19.011 кНм
M_{ext}^{yb} по большой оси	-19.47 кНм	-17.827 кНм

5. Проекты стадионов Украины и Польши, возводимых к ЕВРО-2012*

В данном разделе приведем некоторую информацию о проектах польских и украинских стадионов, которые планируется возвести к ЕВРО-2012. Учитывая, что на начало 2008 г. реальные работы по возведению стадионов проводятся всего в двух городах - Донецке и Днепропетровске, данные о проектах этих стадионов будут рассмотрены подробнее и приведены в параграфах 5.1 и 5.2 настоящего раздела. В остальных городах, за исключением г. Харькова, являющегося резервным в проведении чемпионата, работы еще не начаты, поэтому мы лишь кратко остановимся на принципиальных решениях объектов.

Украина

1. НСК «Олимпийский» (Киев)

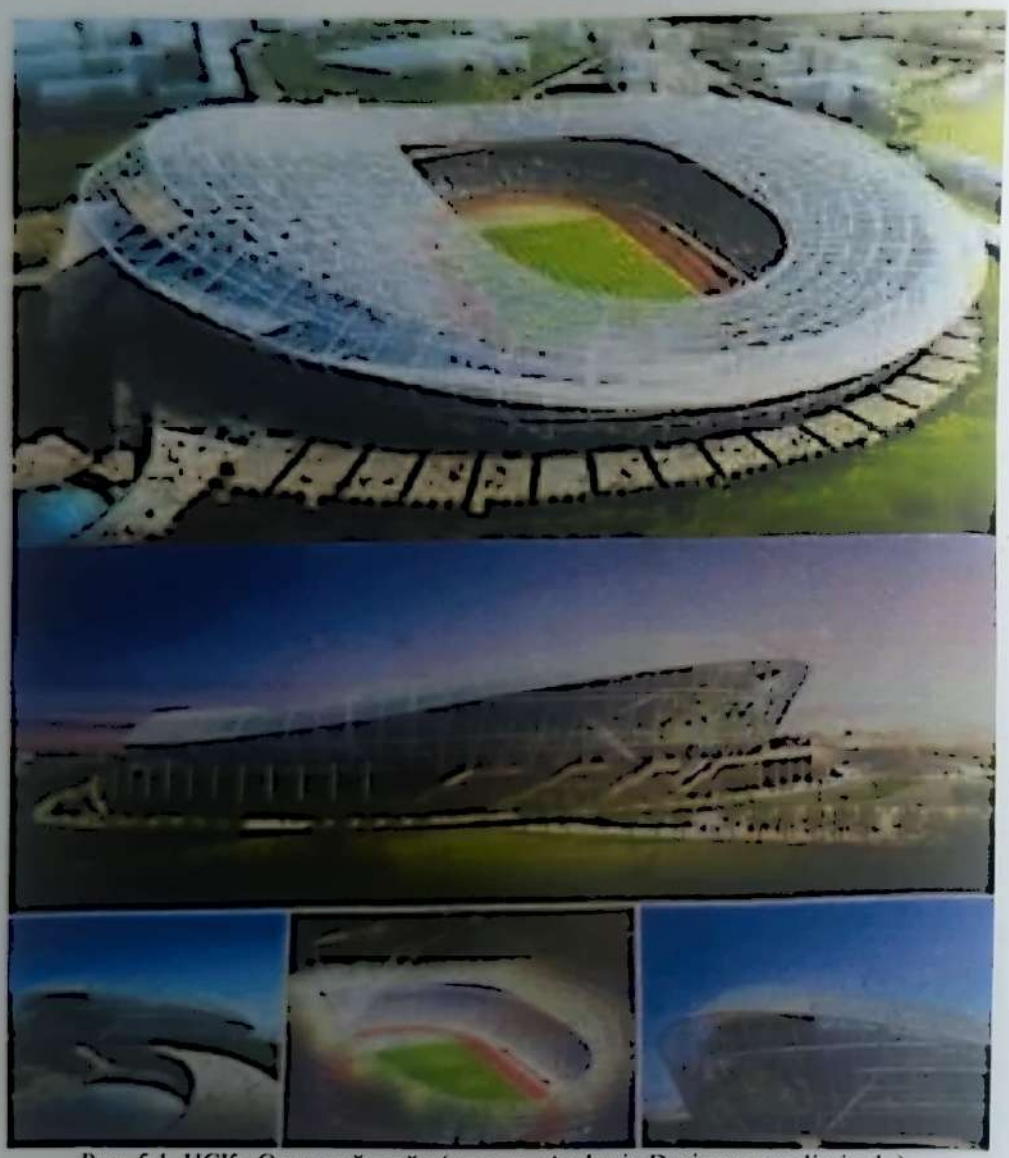


Рис. 5.1. НСК «Олимпийский» (проект «Archasia Design group limited»)

* - в иллюстративном материале раздела частично использована информация журнала «А+С» №2 (2007)

После ряда изменений конкурс на реконструкцию НСК "Олимпийский" выиграла китайская «Archasia Design group limited» (эта компания также подписала контракт с Российской Федерацией на сооружение Олимпийского парка к Олимпиаде 2014 года в Сочи). Стоимость реконструкции должна составить 1,5 млрд грн, 300 млн из которых должны быть освоены в 2008 году.

Согласно предложениям тайваньцев вместимость отремонтированного НСК немного возрастет — с нынешних 82 тыс. до 85 тыс. человек. Основным отличием данного проекта стала увеличенная западная трибуна, которой, собственно, и предстоит принять дополнительных зрителей, и которая всегда более важна для любого стадиона из соображений освещенности. Другой отличительной особенностью является покрытие над трибунами стадиона, являющееся носителем для солнечной батареи. При этом проектом предусматривается демонтаж существующего верхнего яруса трибун «Олимпийского», как не соответствующих требованиям быстрой эвакуации болельщиков (со стороны УЕФА выставлено условие, согласно которому все посетители должны иметь возможность покинуть стадион не более чем за 8 мин.).

По градостроительным нормам, стадион на 80 тыс. человек должен иметь 1750 парковочных мест на своей территории и еще около 7–8 тыс. - на прилегающих улицах, что потребует перестройки прилегающей к стадиону сети улиц. Предполагаемая продолжительность строительства - 794 дня (лето 2010 г.).

До этого основным претендентом на реконструкцию НСК «Олимпийский» рассматривалась «Hochtief Construction AG». В основе проекта, разработанного немецкой компанией и в свое время одобренного градостроительным советом Киева, рассматривались вопросы реконструкции сооружения стадиона, не углубляясь в упорядочивание прилегающей к нему территории, хотя городские власти настаивали на разработке генерального плана всех территорий, отведенных спорткомплексу. По завершении реконструкции его вместимость должна была составить 74 тыс. зрителей, а ориентировочная стоимость реконструкции – 105…107 млн. евро.

Проект предполагал накрытие трибун стадиона специальной конструкцией созданной из стальных несущих элементов и мембран с металлическими нитями (см. рис. 5.2 а, б).

а)

б)

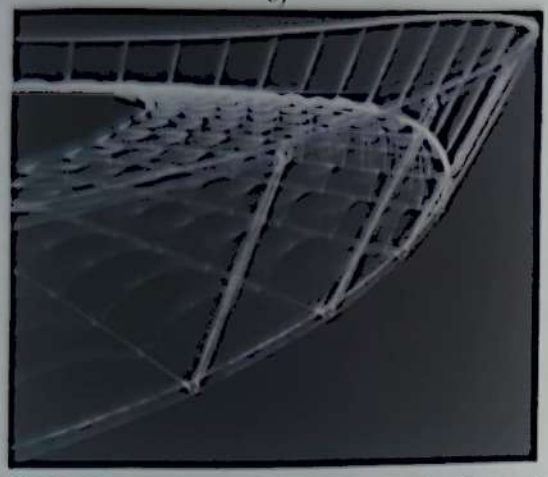


Рис. 5.2. Покрытие НСК «Олимпийский» (проект): а – общий вид, б – конструктивная схема покрытия

Как считали авторы проекта, легкие конструкции перекрытия позволили бы снизить нагрузку на фундамент, сократить затраты, а также ускорить строительные работы. При этом отделение новых конструкций от существующей бетонной части упростило бы монтаж перекрытия стадиона. С целью предотвращения скопления снега на перекрытии стадиона, в его металлические конструкции предполагалось вмонтировать подогревающие элементы. А благодаря тому, что перекрытие имеет форму эллипса, растаявший снег, должен был стекать в специальные сливные отверстия. Проектом также предусматривалось строительство отдельного выхода с верхних трибун, который вел в спортивный парк, расположенный со стороны бул. Леси Украинки. Запланировано расширение верхнего яруса и полная переделка нижнего. В нем должны были разместиться ложи для VIP гостей и журналистов. В цокольном этаже под трибунами авторами проекта задумывалась зона торговли.

Рис. 5.3. Проект нового стадиона в Киеве

Благодаря строительству отдельного выхода с верхних трибун, эвакуация зрителей со стадиона заняла бы не более 8-10 минут. Проектом, также, предусматривался паркинг вместимостью 400 машиномест, стоянки для телевизионных групп, а также для автобусов с туристами. При этом, НСК "Олимпийский" единственный из стадионов ЕВРО-2012 предполагается выполнить не чисто футбольным, а сохранить как спорткомплекс для всех олимпийских видов спорта.

В качестве возможной альтернативы реконструкции НСК «Олимпийский» городским властями рассматривалась и возможность строительства нового стадиона вместимостью 55 000 — 60 000 зрителей на выезде из Киева в сторону Борисполя на месте танкового завода или на свободных участках возле выставочного центра. Бюджет строительства нового стадиона приблизительно оценивался в 200 млн. евро.

2. НОВЫЙ СТАДИОН (возможно название «Лемберг», Львов)

Первоначально в качестве проектировщика львовского стадиона рассматривалась немецкая компания «Hochtirf», которой был предложен эскизный проект стадиона (см. рис. 5.4) вместимостью 32 000 зрителей с конференц-залами, торговым комплексом, медпунктами, паркингом с 5-ю зонами парковки и бюджетом строительства 70 млн. евро.

Под новый стадион во Львове мэрия города уже выделила 30 гектаров на въезде во Львов со стороны Стрыя.

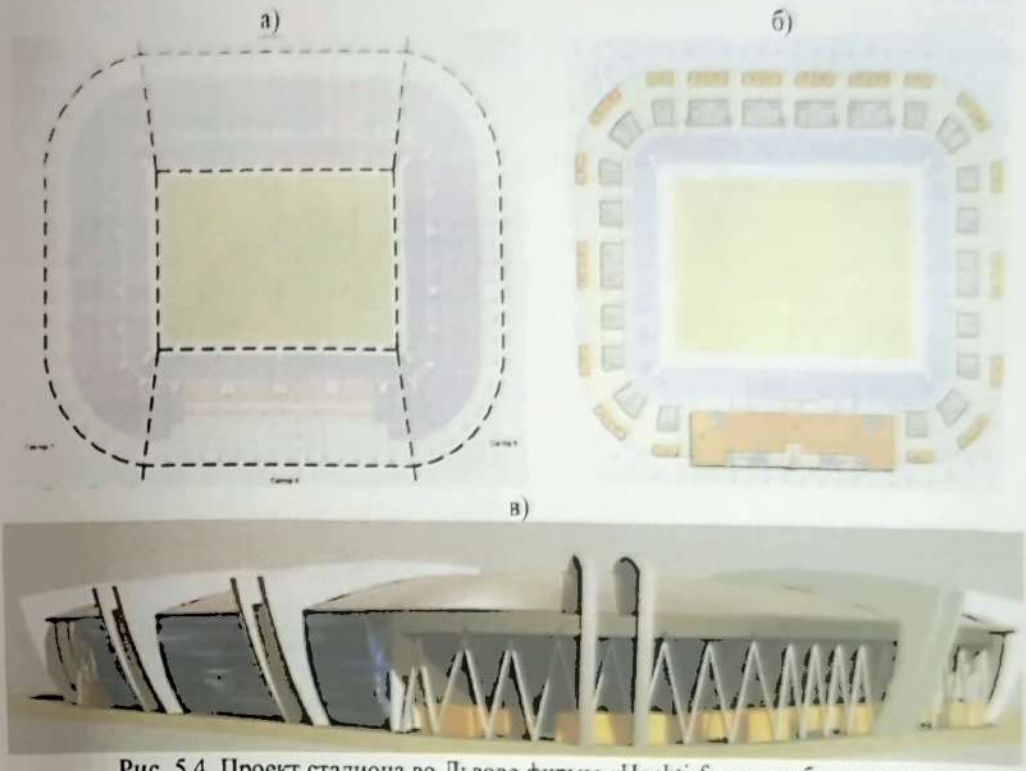


Рис. 5.4. Проект стадиона во Львове фирмы «Hochtirf»: а – разбивка на сектора, б – схема эваковыходов со стадиона, в – общий вид

Однако в феврале 2008 г. компанией, которая будет строить стадион во Львове к Евро-2012, городскими властями была утверждена австрийская "Alpine BAU GmbH". Среди последних проектов компании - строительство стадионов к ЕВРО 2008 в австрийских городах Инсбруке, Зальцбурге и Клягенфурте. Также компания принимала участие в строительстве мюнхенской "Альянц-арены". Уже в ближайшее время с компанией запланировано подписания генерального договора и договора на проектирование.

Проект компании "Alpine BAU GmbH" предусматривает сооружение стадиона на 33 тысячи мест, а стоимость строительства стадиона ориентировочно составляет 85 млн. евро. Согласно условиям конкурса, австрийская компания должна построить на 25 га следующие объекты: футбольный стадион не менее, чем на 33 тысячи зрителей, паркинги в количестве не меньше, чем на 1200 мест, гостиницу, стандарта не ниже 3-х звезд на не меньше, чем 200 номеров, универсальную спортивную арену не меньше, чем на 7000 мест и другие объекты, определенные участником-победителем. Проектные работы Львовского стадиона должны быть завершены до июня 2008 года, завершение строительства стадиона - июль 2010 года.

Среди последних проектов компании - строительство стадионов к Евро-2008 в австрийских городах Инсбруке, Зальцбурге и Клягенфурте. Автором концепции стадиона и главным проектантом является "Конструкторское бюро Альберта Виммера" (Albert Wimmer ZT Gmbh) из Вены. Бюро было основано в 1977 году Альбертом Виммером, архитектором по образованию, и с того времени со своими проектами побеждало во многих конкурсах. "Конструкторским бюро Альберта Виммера" были спроектированы разноплановые объекты в Австрии и других странах. В частности, в Вене бюро спроектировало микрорайон "Eurogate" площадью 200 га, несколько офисных центров (в частности, Vienna International Center на 20,5 тыс. м^2) и Центральный, Северный и

Западный вокзалы города. Альберт Виммер является автором проектов стадионов в Зальцбурге, Клягенфурте и Инсбруке.

Рис. 5.5. Проект стадиона "Alpine BAU GmbH"

3. «Металлист» (Харьков)

По окончании реконструкции стадион «Металлист» должен принять 43000 зрителей. И хотя Харьков числится среди запасных городов, готовых принять у себя ЕВРО-2012, реконструкцию стадиона начали с осени 2006 г., а закончить ее намерены через 1.5 года. Стоимость начального этапа реконструкции составила 7,5 млн. евро.

Сейчас стадион рассчитан на 33017 зрителей, но планируется, что к концу следующего года появится еще 10 тысяч мест, и он станет третьим по величине в Украине после Киева и Донецка.

По проекту, стадион должен превратиться в цельную чашу. С этой целью уже соединили между собой Южную и Западную трибуны, а сейчас строители занимаются благоустройством мест для зрителей. Реконструкции требует Восточная трибуна (ее собираются поднять и расширить, накрыть козырьком и отремонтировать систему гидроизоляции). Кроме того, планируется установить под козырьком Южной трибуны новое табло, демонтировать осветительные вышки и перенести осветительную аппаратуру на конструкцию козырька, что будет соответствовать стандартам УЕФА. Подтрибунное пространство тоже полностью переделают: там появится музей футбола и будут оборудованы клубные залы.

Стадион имеет стандартное поле 105х68 м с подогревом. На территории ОСК уже расположены лечебно-восстановительный центр, спортзал, спортплощадка с исскуственным покрытием для мини-футбола. После реконструкции согласно стандартов UEFA дополнительно появятся манеж для разминки футболистов, на Западной трибуне реконструированные VIP-ложи на 750 мест, ложа для прессы (200 мест), места для теле и радио комментаторов (40 мест). Дополнительно будут построены фитнесс-центр, спортивные площадки и теннисные корты, стоянки и паркинги.

а) б)

Рис. 5.6. Областной спортивный комплекс "Металлист": а – общий вид стадиона по завершении строительства, б – реконструируемые трибуны

4. «Черноморец» (Одесса)

Хотя Одесса, как и Харьков, запасной город на Евро-2012, но один из шести матчей группы, которая сейчас прописана в Киеве и Львове, вполне могут отдать этому городу. В связи с этим запланирована реконструкция стадиона Черноморского морского пароходства.

Первый этап реконструкции продлится до сентября 2008 г. нынешнего года, когда будет готов рабочий проект и работа пойдет полным ходом. Разработкой проекта и реконструкцией стадиона, как и в ряде других украинских городов, принимающих Евро-2012, занимается немецкая фирма «Hochtirf», на счету которой строительство более полусотни футбольных арен по всему миру, в том числе половины стадионов в Германии, где проходил минувший чемпионат мира (см. рис. 5.7). По приблизительным подсчетам, его реконструкция обойдется футбольному клубу в 100-120 миллионов долларов.

а) б)

Рис. 5.7. Проект реконструкции стадиона фирмы «Hochtirf»: а – общий вид стадиона по завершении реконструкции, б – генплан строительства

В качестве возможных проектов реконструкции, также, рассматривается вариант одесской строительной фирмы (арх. В. Ульянов) с вместительностью стадиона по завершении реконструкции (см. рис. 5.8) 34362 зрителей, VIP-ложами на 350 мест, паркингами для 683 автобусов и 8250 автомобилей (из них на территории стадиона предусматриваются места для 225 автобусов и 1750 автомобилей).

Рис. 5.8. Проект реконструкции Строительной фирмы, Одесса

Польша

1. Национальный стадион (National Stadium, Варшава)

В тендере на проект победила известная строительством уже многих спортивных сооружений в разных странах мира фирма "Джей-Эс-Ка Архитекчи". Новый стадион будет сооружен на существующем "Стадионе десятилетия", больше известного в последние годы под названием "Ярмарка Европа". Футбольное поле будет размещено на 8 метров выше существующего, а под полем построят паркинги на 1700 автомобилей, до которых можно будет добраться существующими тоннелями. Фасад огромного сооружения вместимостью 60000 зрителей будет выполнен из прозрачных материалов в белом и в красном цветах – цветах национального флага Польши. Над трибунами возведут стальное покрытие, а над полем будет легкий навес в форме складывающегося "зонта". На стадионе запланированы места для VIP-персон, журналистов, магазины, кафе и променады для болельщиков. Национальный стадион рассчитан 55 тысяч зрителей. Как обещает фирма-исполнитель, в сентябре 2008 г. года должны начаться работы по сооружению стадиона, завершение строительства запланировано на сентябрь 2011 года.

В июне в 2012 г. именно на Национальном стадионе в Варшаве будет разыгран матч открытия чемпионата Европы по футболу, групповой турнир, четвертьфинал и полуфинал.

Рис. 5.9. Национальный стадион (Варшава, Польша) – проект "Джей-Эс-Ка Архитекчи"

2. Baltic Arena (Гданьск, Польша)

Стадион «Балтик Арена» вместимостью 40000 зрителей планируется построить в Гданьске к 2010 г. В составе комплекса, спроектированного в соответствии со всеми требованиями УЕФА, рестораны и бары, торговые и прочие учреждения и, естественно, покрытие над трибунами.

Рис. 5.10. Проект стадиона **Baltic Arena (Гданьск, Польша)**

3. «Шленский» (Хожув, Польша)

Знаменитый силезский стадион и сегодня практически соответствует высоким требованиям УЕФА и вмещает свыше 40000 зрителей. Кроме футбольных матчей его регулярно задействуют для проведения чемпионатов мира по спидвею, рок-концертов и других массовых мероприятий. После реконструкции (см. рис. 5.11) стадион в Хожуве сможет принять 60 тысяч болельщиков с паркингом на 1750 автомобилей на территории стадиона и 6500 – за ее пределами. Реконструкцию планируется завершить к 2010 г.

Рис. 5.11. Стадион «Шленский» (Хожув, Польша)

4. Стадион Вислы (Краков, Польша)

Планируемая вместимость 34500 зрителей с полем 105х68 м ресторанами, барами, торговым комплексом, паркингом на 1200 мест на территории стадиона и 4500 – за его пределами. Реконструкция этого исключительно футбольного стадиона, включающего в себя бассейны, сауну, музей, магазины, медиа-центр из 4-х панорамных и 3-х TV-студий, начата в 2004 г. и должна быть завершена к 2010 г.

а)

б)

в)

Рис. 5.12. Стадион Вислы (Краков, Польша): а, б – проводимая реконструкция, в – общий вид по завершении реконструкции

5. Стадион «Олимпийский» (Вроцлав, Польша)

Проект стадиона, рассчитанного на 45000 зрителей, включает в себя развитую инфраструктуру (паркинг на 1400 мест на территории стадиона и 5200 рядом со стадионом), высокую систему безопасности, и помимо футбольного хозяйства предусматривает ряд дополнительных объектов (спортзалы, теннисные корты, тир, бассейны, площадка для баскетбола, рестораны, бары, торговый комплекс).

Рис. 5.13. Стадион «Олимпийский» (Вроцлав, Польша)

6. Стадион «Мейски» (Познань, Польша)

В данный момент в Познани выполняется реконструкция стадиона футбольного клуба «Лех» - «Мейски». По завершении реконструкции вместимость стадиона составит 46500 зрителей. В рамках ЕВРО-2012 он примет групповой турнир. Стадион планируется оборудовать паркингом на 1400 авто на территории стадиона (еще 6000 вблизи стадиона), 200 местами для людей с ограниченными физическими возможностями, барами, ресторанами, торговым комплексом.

Рис. 5.14. Стадион «Мейски» (Познань, Польша)

5.1. Покрытие над трибунами стадиона «Метеор» (г. Днепропетровск, Украина)

Рис. 5.15. Стадион «Метеор» (г. Днепропетровск)

Архитектурные решения. Новый стадион в г. Днепропетровске для футбольного клуба «Днепр» возведен на месте старого стадиона «Металлург», расположенного в центральном районе города и построенного еще до второй мировой войны.

Это – пример реконструкции городского стадиона, когда футбольное поле осталось в прежних конструктивных осях, а чаша стадиона приобрела новый современный облик. Стадион в новом его облике предназначен только для проведения футбольных матчей, как и большинство современных клубных футбольных стадионов в европейских странах.

Было решено зрительские трибуны, вместимость которых рассчитана на 31 тысячу зрителей (такая вместимость по условиям ФИФА позволяет проводить четвертьфинальные матчи крупных международных турниров), выполнить одноярусным. Трибуны имеют 41 ряд и с западной стороны в них встроен VIP-корпус, в котором предусмотрено 1062 мест и другие удобства для VIP-посетителей.

Основными несущими элементами трибун являются поперечные монолитные железобетонные 2-х этажные 2-х пролетные рамы с наклонным ригелем и консолями. Шаг рам – 10,2 и 10,7 м. Таких рам 22-х типоразмеров по периметру стадиона в обе стороны от VIP-корпуса установлено 46. Между поперечными рамами установлены пролетные складчатые железобетонные элементы (2134 складки сотен типоразмеров), на которых непосредственно размещаются зрительские сиденья. Конструкции пятиэтажного VIP-корпуса выполнены в монолитном железобетоне. Несущий каркас представляет собой систему 5-ти пролетных 5-ти этажных рам с шагом 1,6 м с верхним наклонным ригелем в зоне расположения зрительских мест.

Грунты, являющиеся основанием фундаментов, имели разнородный состав и являлись просадочными, в связи, с чем было принято решение пройти их забивными сваями на глубину до 24 м.

Таким образом, из краткого описания видно, что стадион представляют собой сложное масштабное инженерное сооружение.

Одним из наиболее ответственных и сложных элементов стадиона является навес над зрительскими трибунами. Ширина зрительских трибун, которые необходимо было накрыть навесом, составляет около 33 м. Такого масштаба покрытия относятся, как правило, к разряду уникальных сложных систем и выполняются в легких конструкциях. Из множества возможных конструктивных схем авторы-архитекторы для стадиона в г. Днепропетровске отдали преимущество консольно-ферменной, которая и была успешно реализована.

Конструктивные решения навеса будут более подробно приведены ниже, а здесь, в общей описательной части, следует еще немного остановиться на некоторых технологических особенностях объекта.

Современные стадионы – это очень сложные объекты массового посещения, оборудованные многими технологическими устройствами, обеспечивающими современных уровень восприятия зрителями происходящих на арене событий. Сюда следует отнести акустические системы, освещение, информационные табло и др. Объектом размещения значительной части названного оборудования являются конструкции навеса. Для примера скажем, что вес каждого из двух информационных табло составляет более 5 тонн и они подвешиваются на концах консольного свеса несущих ферм, создавая существенные изгибные нагрузки на навес.

Под покрытием подвешена также система переходных мостиков и площадок, по которым уложены километры коммуникаций.

Следует отметить, что стадион в Днепропетровске стал первым в Украине из уже построенных, звуковое оборудование которого в полной мере соответствует международным стандартам. В разработке этого уникального оборудования взяли участие такие ведущие компании, как корпорация BOSE (США). Нужно особо подчеркнуть, что хотя подряд на строительство стадиона на тендерной основе выиграла у заказчика немецкая компания "ХОХТИФ", большинство работ по строительству выполнено привлечёнными отечественными организациями. Генеральным проектировщиком объекта выступило архитектурно-проектно-технологическое бюро "Ю.Серегин" Союза архитекторов Украины. Для разработки металлических конструкций навеса над трибунами

был привлечен ведущий в Украине в области металлостроительства институт "Укрниипроектстальконструкция им. В.Н.Шимановского".

Поиск и анализ возможных решений покрытия. Над созданием покрытия над зрительскими трибунами стадиона «Металлург» в г. Днепропетровске на разных этапах разработки работали разные коллективы.

Первоначальные идеи конструктивного решения навеса были предложены на стадии эскизного проекта в архитектурном бюро «А. Дольник» (г. Днепропетровск), которое немецкая фирма ХОХТИФ Украина, выигравшая тендер на реализацию этого масштабного проекта, пригласила разработать основные концептуальные решения нового стадиона.

Авторы разработки на этой стадии познакомились с современным международным опытом строительства стадионов. Представляется, что определенное влияние на формирование первоначальной идеи покрытия оказали решения, принятые для одного из новейших стадионов Германии, введенного в эксплуатацию в 2005 году в Боруссии в г. Мёнхенгладбаде.

Это – достаточно распространенная консольная схема с задними оттяжками, включающая расставленные по периметру с увеличенным шагом (22 м) главные фермы, между которыми устанавливаются в поперечном направлении фермы-прогоны, по которым устраивается собственно настил покрытия.

Упомянутый баварский стадион по вместимости несколько превышает стадион в г. Днепропетровске, что предопределяет размеры зрительных трибун и вылет консольного покрытия, достигающего более 40 м. Такой большой вылет сделал целесообразным применение вантово-подвесных систем для главных ферм, снижающих деформативность покрытия и улучшающих его технико-экономические показатели. Вантовые системы через задние консольные концевики ферм замыкаются на вертикальные оттяжки, закрепленные на систему мощных анкерных фундаментов, идущих по периметру за внешними пределами трибун стадиона.

Принципиальная схема покрытия стадиона в г. Мёнхенгладбаде приведена на рис. 5.16.

Рис. 5.16. Стадион ФК «Бавария» в Менхенгладбахе (Германия)

Мы остановились столь подробно на описании этого стадиона, поскольку вся дальнейшая работа над Днепропетровским стадионом "Металлург" в определенной мере опиралась на этот выбранный аналог.

Днепропетровский стадион по вместимости и по размерам меньше описанного баварского стадиона. Это касается, в первую очередь, вылета консольной части навеса, который не превышает 30 м. Это предопределило решения стадии эскизного проекта, в которых авторы, оставив увеличенный шаг главных консольных ферм 22 м и систему

оттяжек, вынесенных за внешний контур зрительских трибун, отказались от вантово-подвесных систем.

На стадии «Проект» (разрабатывалась архитектурным бюро «Ю.Серегин» с привлечением крупнейшего в Украине института по проектированию металлических конструкций «Укрниипроектстальконструкция») продолжались поиски наиболее рационального решения для навеса над трибунами. В частности, внимание было обращено на возможность использования вантово-подвесной системы при уменьшенном до 12 м. шаге расположения консольных несущих ферм.

В таблице 5.1. показаны некоторые рассмотренные принципиальные схемы компоновки поперечников навеса над зрительскими трибунами. Оценки металлоемкости исследованных схем показали, что, как и следовало ожидать, использование уменьшенного шага расстановки несущих ферм и применение вантово-подвесных систем дает существенную экономию расхода стали – до 8 %.

Здесь следует отметить, что критерии достижения минимальной металлоемкости при выборе типа покрытия для уникальных большепролетных сооружений не всегда является решающим. Принимаются во внимание архитектурные технологические, эксплуатационные и другие качества того или иного предлагаемого конструктивного решения, качества конструктивного решения, удобство изготовления и монтажа.

В окончательно принятом варианте, реализованном в рабочих чертежах проекта, конструктивно навес над трибунами стадиона «Металлург» в г. Днепропетровске выглядит в соответствии с рис. 5.15.

Конструктивные решения Несущий каркас козырькового покрытия над зрительскими трибунами решен в виде системы двухконсольных решетчатых ферм, расположенных по периметру стадиона с шагом 10,2 - 10,7 м, который соответствует шагу рам каркаса нижерасположенных опорных железобетонных конструкций (поперечников трибун, каркаса VIP-корпуса).

Общее количество несущих ферм козырькового навеса – 56. В пролетах между фермами с шагом 3,0 - 3,6 м устанавливается регулярная система решетчатых прогонов, по которым укладывается кровельное покрытие.

Несущие двухконсольные фермы запроектированы плоскими, переменной высоты, из трубчатых профилей.

Для ферм над трибунами вылет передней козырьковой консольной части от опор составляет 27 м, а вылет задней (хвостовой) консоли – составляет 17,15 м. Для ферм над VIP-корпусом эти вылеты составляют соответственно 32,8 м и 14,0 м.

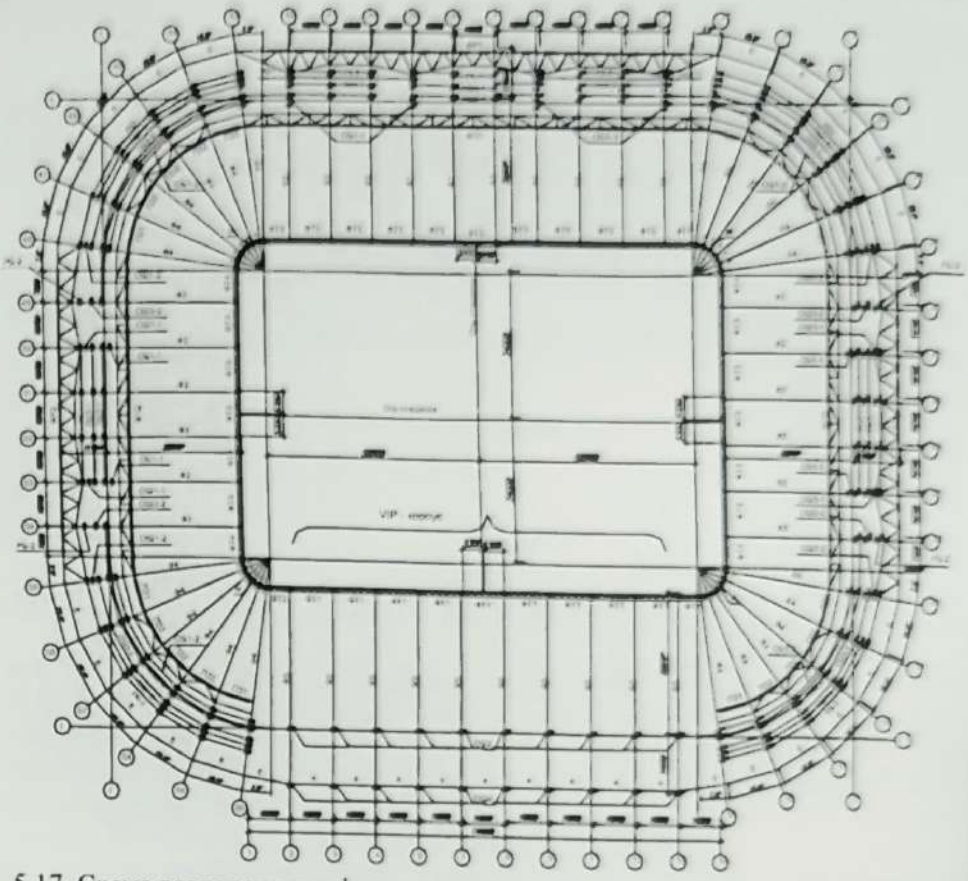
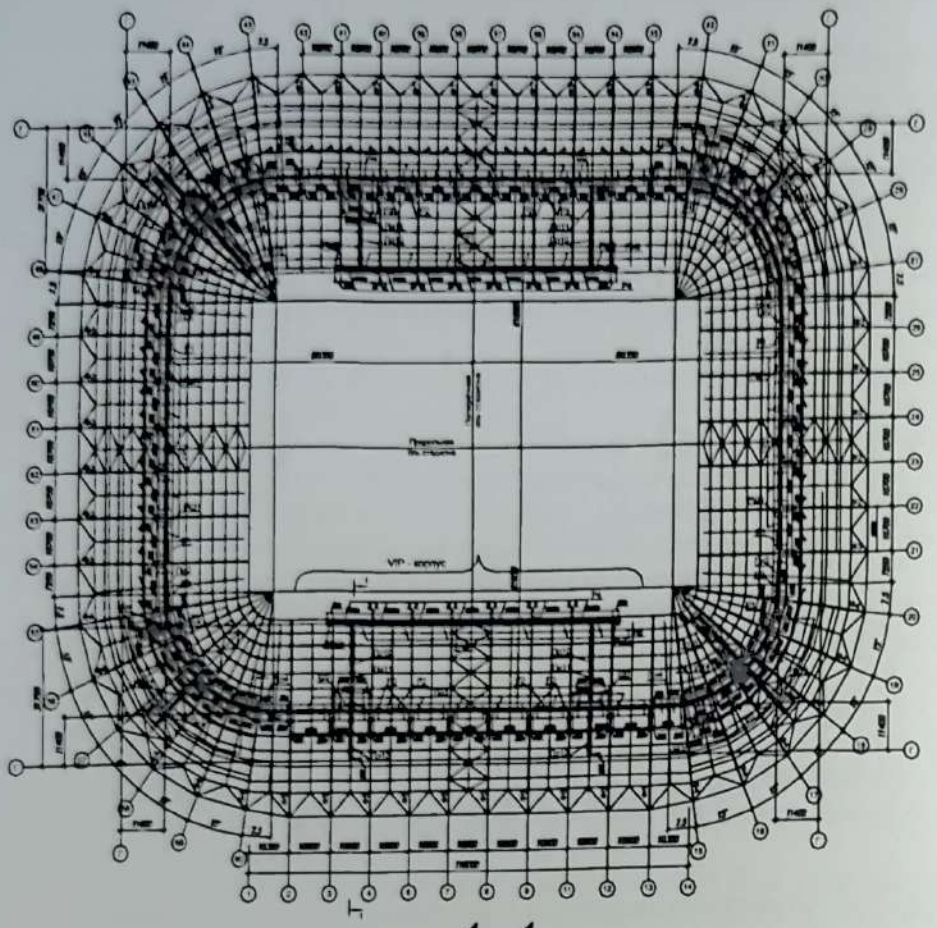


Рис. 5.17. Схема расположения ферм и опорных частей навеса над трибунами (прогоны и кровельные элементы не показаны)

В зависимости от загруженности и схемы опирания покрытие образовано пятью унифицированными типами ферм, отличающимися, в основном, примененным сортаментом труб.

Принципиально идея принятой конструктивной схемы двухконсольной ферменной системы навеса заключается в том, что каждая из ферм имеет опору в пределах трибун, продолжается своей хвостовой консольной частью за внешний контур трибун и на вылете 17,15 м от опоры хвостовики ферм для удерживания переднего консольного свеса закреплены к железобетонным поперечникам трибун системой распорок и оттяжек.

С целью уменьшения консольного вылета навеса была принята схема опирания с расположением опорных стоек (которые приняты наклонными в сторону переднего свеса) в пределах трибун в зонах верхних рядов зрительских мест, что несколько стесняет обзор спортивной арены для зрителей, места которых будут за стойками. Чтобы свести до минимума отмеченные неудобства, в проекте реализована разреженная схема опирания навеса. В зонах секторов на прямолинейных участках трибун шаг опорных стоек принят 32,1 м, 30,6 м и 21,4 м (что соответствует тройному или двойному шагу расположения опорных железобетонных поперечников каркаса трибун).



1 - 1

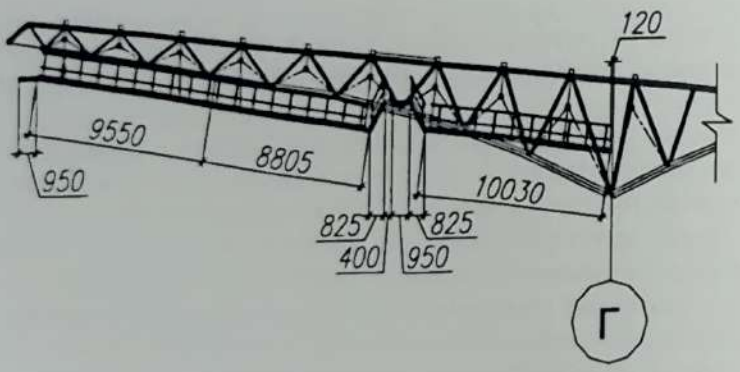


Рис. 5.18. Схема расположения технологических площадок

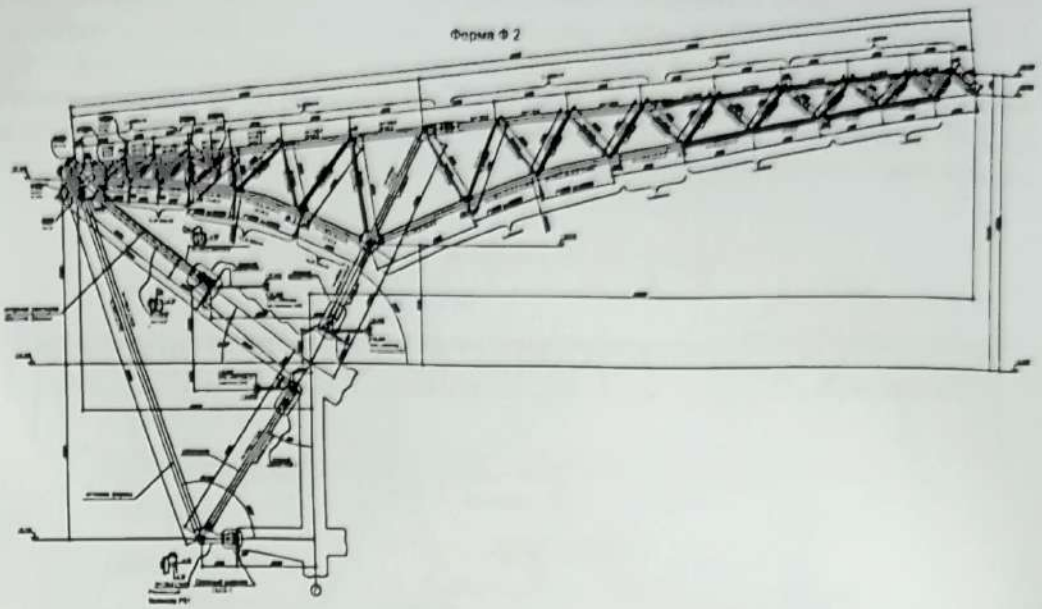


Рис. 5.19. Схема несущей консольной фермы навеса с системой опирания и оттяжкой

Для опирания ферм в пролетах между разреженными колоннами предусмотрены подстропильные многопролетные неразрезные фермы. Соответственно, для передачи на железобетонные поперечники распорных усилий от задних концевиков ферм в тех же поперечниках, где предусмотрены опорные стойки, соответственно устраиваются многопролетные наклонные распределительные фермы, аналогично подстропильным по компоновке. Такая система комбинации подстропильных и распределительных ферм принята для исключения дисбаланса опорных усилий, передающихся от покрытия на железобетонные поперечники каркаса трибун, которые достигают величин до 390 тс.

Для противодействия опрокидыванию навеса под действием расчетных нагрузок, все концевики ферм (в каждом поперечнике) закреплены к железобетонным поперечникам трибун оттяжками. Чтобы исключить передачу на основание весьма больших (до 150 тс) открывающих усилий от оттяжек и изгибающих моментов, они закрепляются на железобетонные конструкции каркаса трибун в уровне обходных площадок на отм. +6.150 м с помощью качающихся балансирных систем.

Балансирные системы представляют собой короткие горизонтальные кронштейны, соединенные шарнирно с гранью обходной площадки, а также с нижними концами соответственно оттяжек ферм и распорок, упирающихся в узел железобетонного поперечника трибун на отм. 12,85 м по оси, на которой сверху располагаются опорные стойки ферм. Таким образом удалось закрепить задние хвостовики ферм непосредственно к железобетонному каркасу трибун и избежать устройства отдельных фундаментов для удерживания оттяжек, что было бы выполнить непросто из-за большой величины выдергивающих усилий. Что касается VIP-корпуса, то там раскрепление хвостовиков ферм выполнено более просто – устройством вертикальных оттяжек, которые шарнирно закреплены к оголовкам железобетонных колон крайнего ряда каркаса здания.

На поворотных криволинейных участках трибун опирание ферм осуществляется на стойки в каждом пролете без устройства подстропильных и распределительных систем.

Несколько слов следует сказать о прогонах. Пролет между фермами достаточно большой – 10,2-10,7 м, поэтому прогоны запроектированы также в виде решетчатых фермочек. Интерес представляет принятая конфигурация прогонов: верхний пояс прямолинейный, а нижний выполнен в виде арочек, концы которых закрепляются к узлам нижнего пояса ферм. Поскольку высота несущих ферм навеса увеличивается от свеса к

опоре, соответственно изменяется конфигурация нижних арочек прогонов, дуга которых постепенно увеличивается, создавая оригинальный зрительный образ интерьера покрытия.

Система решетчатых прогонов, поддерживающих кровлю, заканчивается над внешним обрезом железобетонных трибун. По кромке трибун на концах железобетонных ригелей устраивается вертикальный фахверковый каркас, служащий для закрепления ограждающего ветрозащитного экрана, идущего на всю высоту до низа покрытия.

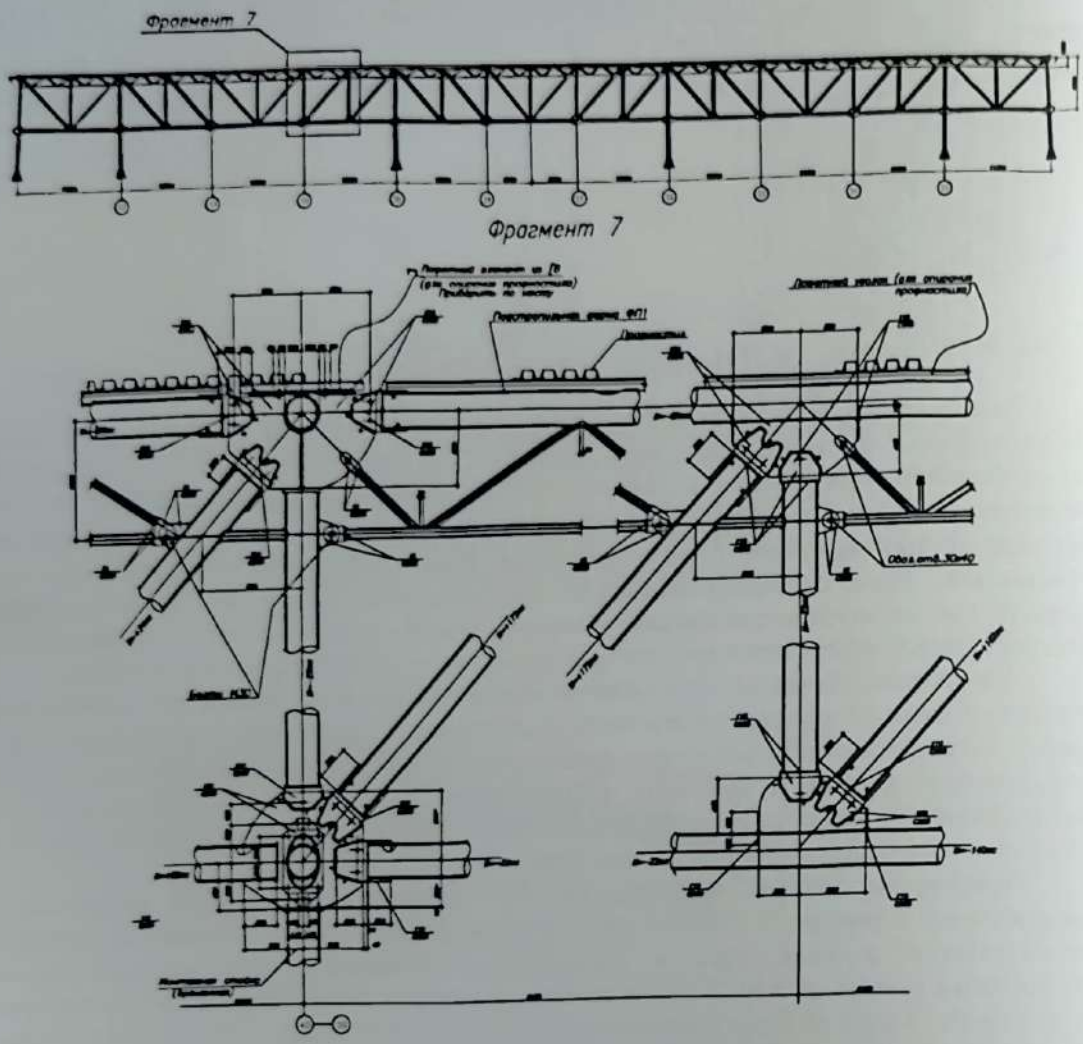


Рис. 5.20. Схема подстропильной фермы ФП1 (восточная трибуна)

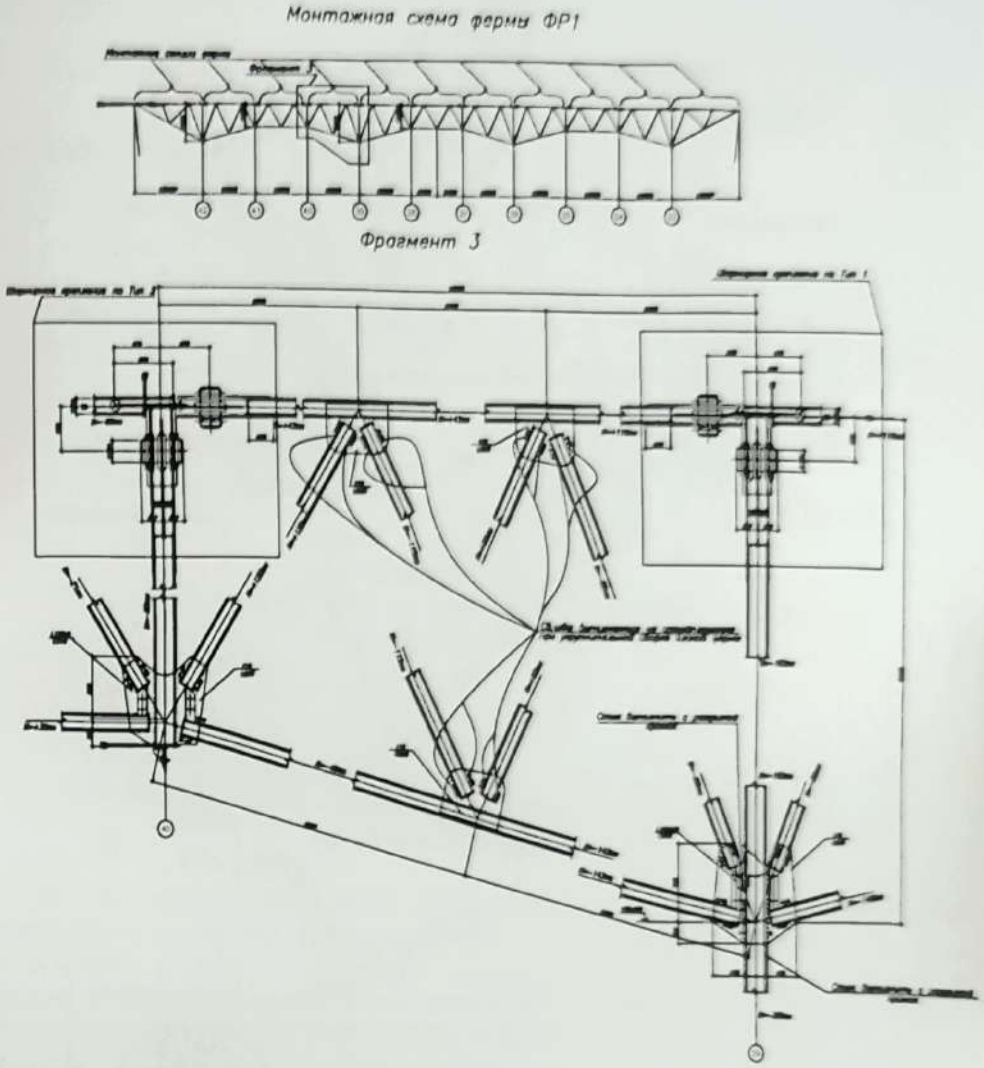


Рис. 5.21. Схема распределительной фермы ФР1 (восточная трибуна)

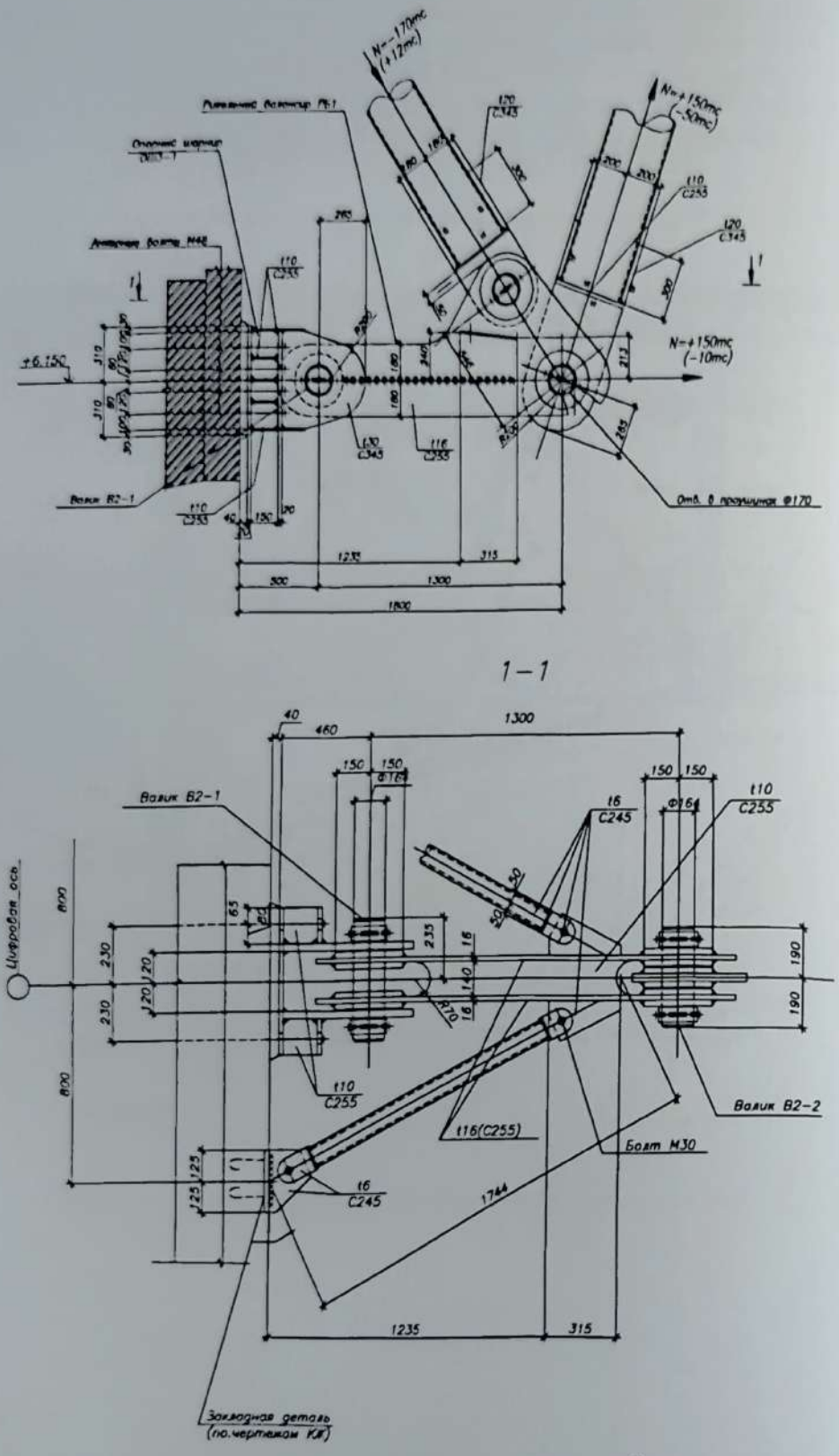


Рис. 5.22. Узел крепления оттяжек ферм на ригельном балансире к железобетонным конструкциям трибун на отм. +6,150

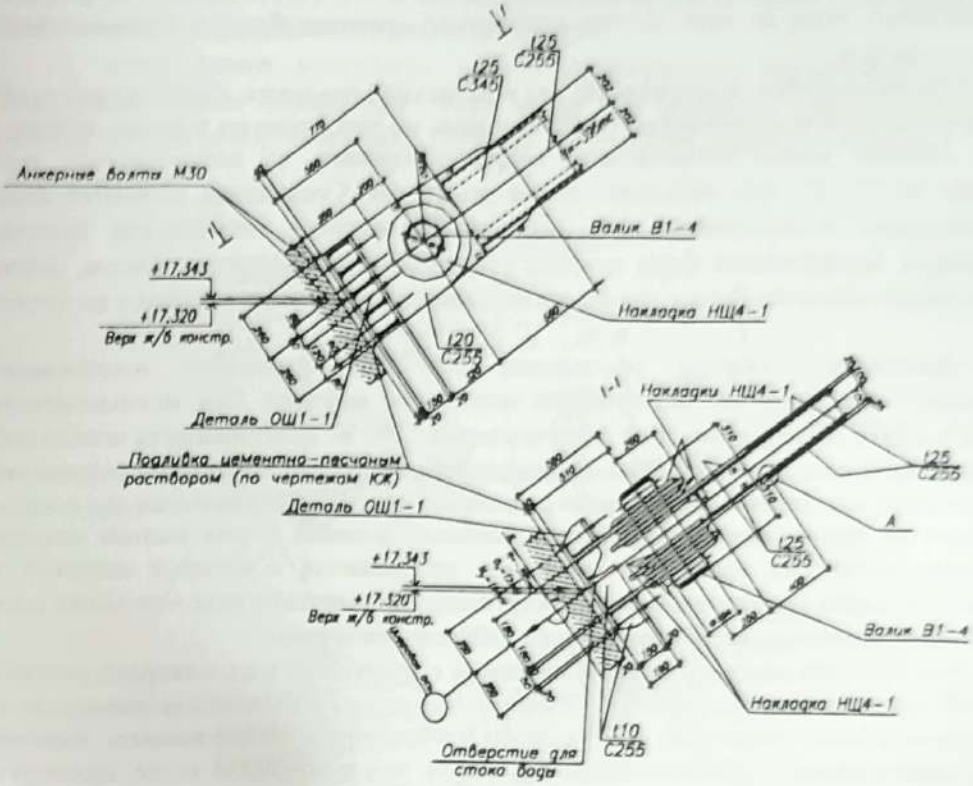


Рис. 5.23. Узел шарнирного сопряжения опорной распорки задника фермы с торцом железобетонной рамы трибун

Решение закрыть щель между верхними рядами трибун и покрытием было продиктовано рядом веских соображений. Во-первых, исключаются сквозняки на трибунах при ветреных погодах. А, кроме того, аэродинамические исследования на моделях показали, что обтекание покрытия при крытом торце намного благоприятнее для навеса с точки зрения формируемых потоком ветровых нагрузок, которые в этом случае резко снижаются. Это позволяет существенно уменьшить расчетные сечения несущих элементов покрытия.

Кровельное покрытие принято многослойным и включает несущий профилируемый настил, слой звукоизоляции из звукопоглощающих матов на основе минерального волокна, укладываемый сверху по профнастилу и верхнюю плоскую фальцевую кровлю из оцинкованного и окрашенного стального листа.

Профилированный лист, примененный для покрытия, имеет специфическую особенность. В стенках гофров листа выполнена перфорация, что имеет целью увеличить звукопоглощение и снизить отражающий эффект на внутренней поверхности навеса над трибунами.

В крайней зоне козырькового покрытия от внутренней кромки по всему периметру навеса на ширину 8,3 м предусмотрено устройство светопрозрачной зоны из поликарбонатных сотовых листов системы "Макролон" толщиной 16 мм. В угловых зонах предусмотрено устройство системы площадок и проходных мостиков для размещения и обслуживания коммуникационных проводок и технологических акустических и светотехнических систем.

Под покрытием предусмотрена также подвеска двух современных экранов.

Жесткость и устойчивость каркаса покрытия обеспечивается за счет системы связей и диска покрытия из профнастила. В связи с большими размерами покрытия, ожидается

существенное влияние на систему температурных деформаций. Чтобы свести до минимума такие влияния в покрытии предусмотрено устройство температурно-деформационных швов во всех местах сопряжений прямолинейных и криволинейных участков покрытия.

Основным профилем, применяемым для конструкций покрытия, является трубчатый. Конструкции покрытия максимально унифицированы по типоразмерам и видам профилей проката. Главные фермы козырькового покрытия приняты из цельнотянутых труб диаметром до 299 мм при толщинах стенок до 16 мм. Соединения элементов ферм преимущественно бесфасоночные, что обеспечивает высокие эстетические качества конструкциям. Конфигурация ферм принята с криволинейным нижним поясом, форма которого близко повторяет форму эпюры распределения изгибающих моментов по долине свеса.

В описываемом проекте реализована идея индустриального изготовления конструкций с максимальным исключением сварки при монтаже. При металлоемкости покрытия в 1300 т (общая длина всех ферм достигает 2700 м) протяженность монтажных швов могла бы вылиться в километры. В реализованном проекте монтажные соединения отдельных сборочных марок осуществлены с помощью шкворневых шарниров для стыков, работающих на растяжения, и посредством упорных фланцев – для сжатых стыков. Шкворневые соединения, аналогично тому, как это делается в мощных машинах и механизмах, а также в гидротехнических конструкциях, выполнены в виде заходящих одна в другую серег, объединенных одним большим пальцем – шкворнем.

В итоге на сборку, например, одного балансира с установкой трех шкворней уходило всего 15-20 минут. И здесь следует особо отметить, что за счет изготовления элементов на заводе с применением сборочных кондукторов, автоматически обеспечивалась высокая точность геометрических размеров монтажных марок, что, в конечном итоге, привело к соблюдению требуемых допусков по отклонениям от проектных размеров всего покрытия с минимальными объемами рихтовочных работ.

О шкворнях. Применение шкворневых монтажных стыков конструктивов покрытия может вызывать неоднозначную оценку. В рамках данной публикации мы хотели отразить аргументы разработчиков, отдавших предпочтение такому решению.

Наиболее рациональным считать стыковое сварное соединение. В нем нет дополнительных стыковых элементов, минимальная длина стыковых швов, готовое соединение выглядит эстетично. Требуется, однако, соблюдение технологического процесса и точная подгонка соединяемых кромок. Эти требования достаточно просто выполнить в условиях завода с современными технологическими возможностями даже для стыковки элементов со сложными очертаниями профилей сечения (трубчатые фермы с бесфасоночными соединениями стержней).

Сложнее обстоит дело на монтаже. В условиях работы «на весу» с большеразмерными марками очень трудно обеспечить точную подгонку стыкуемых кромок, поэтому практика предлагает здесь множество решений с применением дополнительных стыковых накладок, фасонок, столиков, упоров и т.п. Естественно, что всякие фасонки, упоры и т.д. утяжеляют конструкцию и увеличивают трудоемкость как заводского изготовления, так и на монтаже, но зато обеспечивают определенную возможность подгонки при сборке и компенсации заводских погрешностей.

Современные школы проектирования металлоконструкций, особенно за рубежом, где дорого оценивается труд специалистов, стараются свести до минимума трудоемкость монтажа, поэтому вместо сварки применяются болтовые соединения. Это ускоряет монтаж, но стыковочные узлы, изготавливаемые на заводе еще более усложняются – сверление групп отверстий, повышенные точности разметки, контрольная сборка и т.п.

Если нужно передавать большие усилия, то с обычными болтами возникают уже определенные проблемы, связанные с увеличением требуемого из количества. Практика строительства предлагает на этот случай соединения на высокопрочных болтах, со

связанными с этим усложнениями. Примененные для стадиона в г. Днепропетровске монтажные соединения по сути являются разновидностью болтовых соединений, где поле из множества болтов заменяется одним шкворнем.

С точки зрения монтажных удобств преимущества несомненны. Для сборки конструкций навеса использовано всего около 500 шкворней, представляющих собой простые пальцы из кругляка Ø 200; 170 и 130. На шкворни пошло 31 т металла.

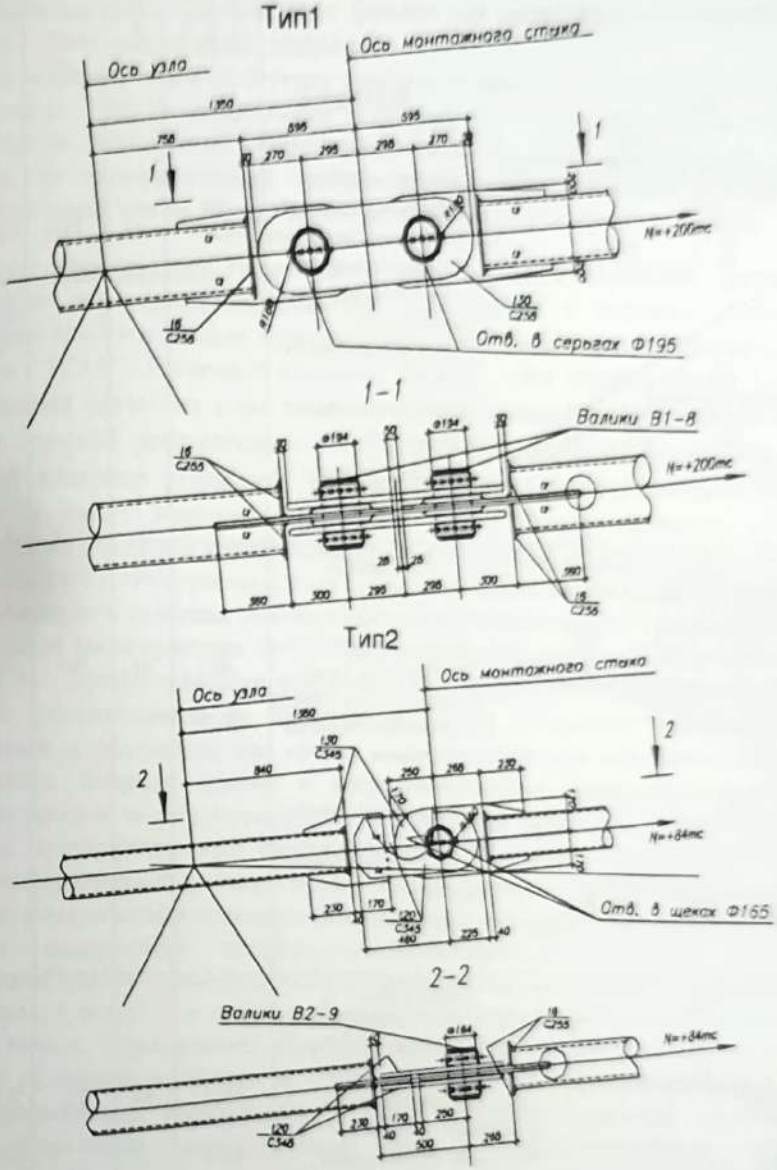
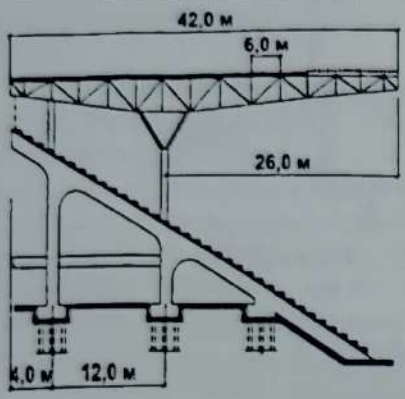
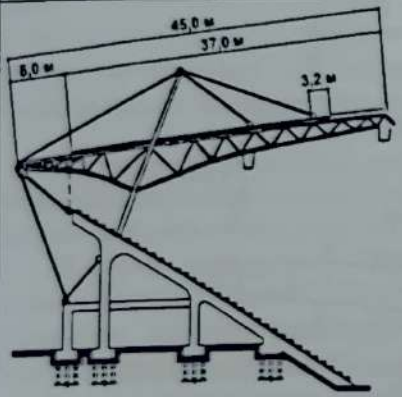
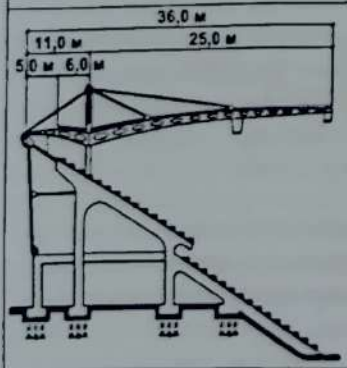


Рис. 5.24. Основные типы шкворневых соединений монтажных сопряжений растянутых поясов ферм: тип 1 – для передачи больших усилий с возможностью компенсации на монтаже допущенной при изготовлении (в пределах допусков) несоосности сопрягаемых элементов; тип 2 – рядовой узел

Таблица 5.1

Сравнение технико-экономических показателей по рассмотренным вариантам навеса над трибунами

Схемы вариантов	Размеры секций покрытия между опорами, м	Количество секций *	Расход стали, т (на основные конструкции)			
			на одну секцию			на все секции
			фермы (ригели)	прогоны	всего	
 ***Вариант 1*** - трибуны одноярусные; - ширина навеса – 42,0м (крытая зона); - конструкция навеса – система главных ферм с прогонами между ними; - шаг поперечников - 21,0м; - фермы-прогоны – *l* = 21 м; - балки-прогоны – *l* = 6,0м	42x21	22	13,0	22,8т (25,5 кг/кв. м)	35,8т	790 т (40,5 кг/кв. м)
 ***Вариант 2*** - трибуны одноярусные; - ширина навеса – 37м (крытая зона); - конструкция навеса – подвесная система с жесткими подвесками (по пространственной схеме); - шаг поперечников – 10,5 м; - прогоны – *l*=10,5 м	40 x 10,5	44	8,0	7,8 т	5,8т	695т (37,6 кг/кв. м)
 ***Вариант 3*** - трибуны двухирусные; - ширина навеса – 30,0 м (крытая зона); - конструкция навеса – подвесная система с жесткими подвесками; - шаг поперечников - 10,5м; - прогоны - *l* = 10,5 м	35,7 x 10,5	44	7,0	7,3т (19,5 кг/кв. м)	14,3т	630 т (38,15 кг/кв. м)

* Навес в зоне VIP-корпуса в данном сравнении не учтен.

** Наиболее экономичная схема по варианту 3 (экономия по сравнению с вариантом 1 достигает 25%).

Здесь следует особо обратить внимание, что значительная часть шкворней (около 75% от общего количества) являются поворотными шарнирами, предусмотренными проектом для безмоментных сопряжений оттяжек и балансиров, и только четверть выполняет соединительную функцию (8 тонн – по массе около 1% от общей массы покрытия).

Устройство проушин для шкворней на сопрягаемых концах элементов, конечно, потребовало дополнительных деталей с несложной механической обработкой.

Авторы оценивают общую массу фасонок для шкворневых соединений в 20 т, что составляет 2,5% от общей массы покрытия.

Если подвести итоги, то в угоду удобства и качества (достигнута высокая точность сборки) отдано 3,5% от общей массы покрытия. Для того, чтобы судить много это или мало, отметим, что только унификация сортамента труб для ферм по толщинам и диаметрам из технологических соображений повлекла за собой увеличение массы покрытия не менее чем на 5% от теоретически требуемой по расчету.

Расчет конструкций. Расчет конструкций стадиона выполнялся с использованием современных комплексов программного обеспечения в частности, железобетонные конструкции трибун и система металлических конструкций покрытия были рассчитаны по программе "SCAD". Расчетный комплекс "SCAD" – это система нового поколения для моделирования расчетных схем, включая объекты высокой конструктивной сложности с задачами большой размерности в линейной и геометрически нелинейной постановке. Расчетный комплекс разработан для проектирования преимущественно строительных объектов и имеет широкие возможности учета многих факторов, в том числе динамического поведения конструкций при пульсирующих воздействиях ветра и др.

Следует отметить, что поскольку трибуны с основанием и навес представляют собой два различных конструктива, они могут быть рассчитаны (с определенными допущениями) независимо, и такая практика обычно применяется при расчете сложных комплексов. Для стадиона в г. Днепропетровске покрытие было выделено в отдельную систему, которая считалась установленной на недеформированное основание (трибуны), и из этих предпосылок определялись все усилия и деформации для собственно навеса, а также определялись опорные усилия в узлах сопряжения металлоконструкций навеса с железобетонными конструкциями трибун. Расчетная схема достаточно близко отражала принятую пространственную конструктивную схему навеса и включала в себя блоки между температурно-деформационными швами, которые устраиваются в угловых зонах трибун по стыкам между прямолинейными и криволинейными участками навеса.

Для определения напряженно-деформационного состояния железобетонных конструкций трибун и свайного поля составлялась полная расчетная схема конструктивов сооружения, в которую в полном объеме включалась расчетная схема, составленная для расчета навеса. Определение факторов воздействия на железобетонные конструкции трибун и основание от навеса не путем учета только выделенных опорных реакций от вышерасположенных конструкций, а путем приложения внешних нагрузок к полной системе, безусловно позволила более точно и дифференцированно, с учетом более тщательно выбранных сочетаний нагрузок, определить усилия в железобетонных элементах и достичь определенной экономии материалов при назначении армирования и количества свай.

Что касается собственно навеса, то расчет его в виде выделенной системы и в составе конструктивов всего сооружения отличались несущественно и назначение сечений выполнено на основании результатов расчета выделенной системы навеса.

Особое внимание при расчетах навеса было уделено сбору нагрузок и определению грузовых состояний. Проектирование объекта велось до ввода в действие новых норм ДБН, которые находились тогда еще только в стадии утверждения. Для того, чтобы более объективно оценить снеговые нагрузки конкретно для г. Днепропетровска, в

Гидрометцентре Украины были запрошены многолетние статистические данные и прогнозы на будущие годы. На запрос были представлены данные за 50-летний период наблюдений, на основании которых были назначены для расчета нормативные снеговые нагрузки с повторяемостью 1 раз в 100 лет. Эти нагрузки оказались почти в 2 раза выше, чем при определении по картам районирования СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Здесь следует отметить, что данные по снеговым нагрузкам, заложенные во вступивших в действие с 1.01.2007 ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» снеговые нагрузки существенно увеличены и в достаточной мере отражают накопленную Гидрометцентром за длительный период наблюдений информацию по Украине.

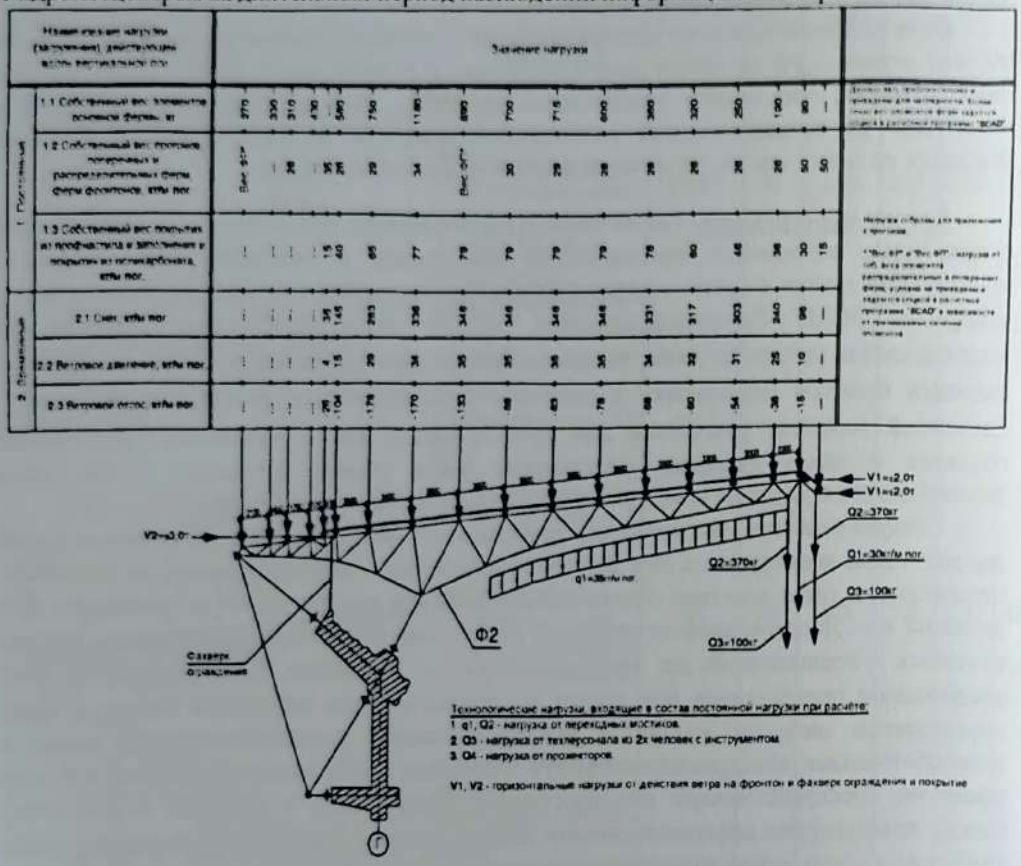


Рис. 5.25. Схема приложения нагрузок на ферму

Что касается ветра, то СНиП 2.01.07-85 не давал возможности представить реальную картину распределения коэффициентов ветровых нагрузок по площади навеса, поскольку в приводимых в названом СНиП'е схемах сооружений, для которых даются эпюры распределения ветрового давления, нет близких аналогов нашему сооружению. СНиП в таких случаях рекомендует проводить аэродинамические исследования, что и было выполнено при проектировании стадиона в г. Днепропетровске. Эти положения СНиП 2.01.07-85, в основном, перенесены и в новые нормы – ДБН В.1.2-2:2006.

О методике и результатах аэродинамических исследований ниже будет сказано отдельно, а тут мы ограничимся некоторым сравнительным анализом ветровых нагрузок, назначенных по результатам эксперимента и по рекомендациям СНиП 2.01.07-85.

На схемах 1 и 2 (рис. 5.26-5.27) приведены значения аэродинамических коэффициентов ветрового давления на конструкции навеса для указанных двух вариантов расчета.

Схема 1

(при проектировании не использована и приведена для сравнения)

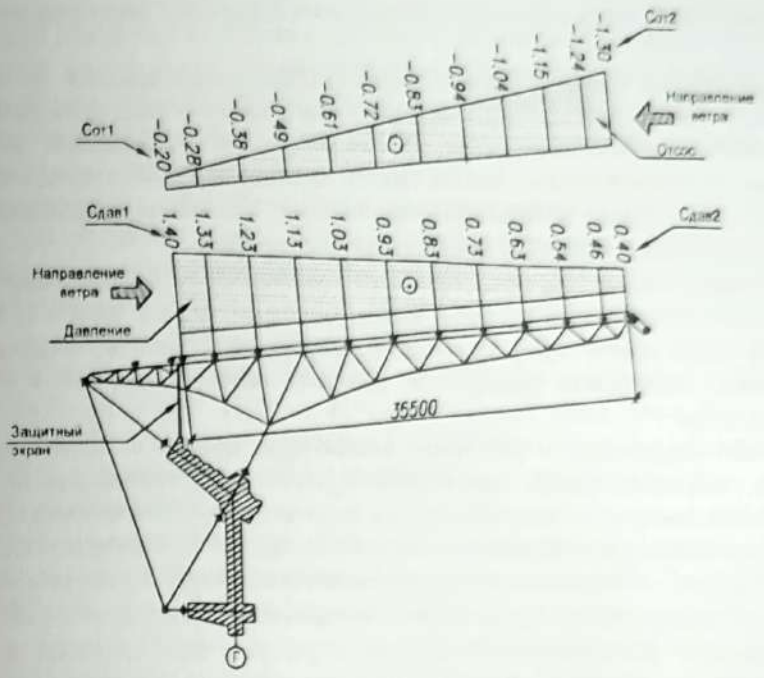


Рис. 5.26. Сравнение характерных эпюр распределения аэродинамических С по ширине навеса, взятых по СниП 2.01.07-85 (схема 1) и по результатам аэродинамических испытаний

Схема 2

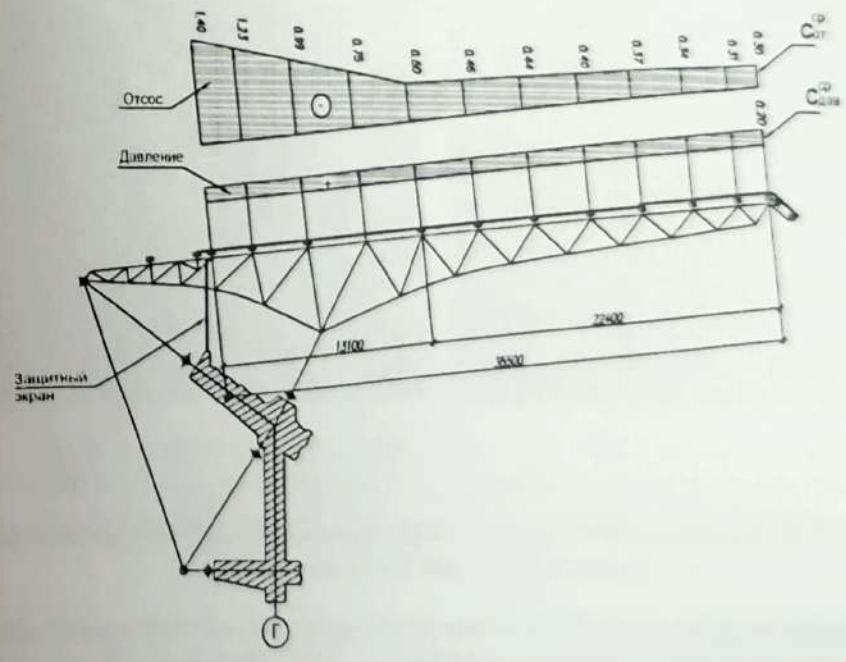


Рис. 5.27. Значения аэродинамических коэффициентов С2 для подсчета ветровой нагрузки на прогоны рядовой фермы, полученные из результатов аэродинамического эксперимента

Как видно из сравнения эпюр, полученные экспериментально данные по коэффициентам давления значительно меньше по абсолютным величинам. Проявилась удачно выбранная форма козырька с уклонами около 60. Положительные давления ветра на навес проявляются лишь в некоторых малых зонах и лишь при некоторых направлениях ветра.

На приведенной эпюре на схеме 2 эпюра положительных давлений принята в запас по всей длине с величиной С = +0,2. Отрицательные давления (отсос) на большей части площади навеса не превышает С = -0,3-0,4, что также значительно меньше, чем назначаемые по рекомендациям СНиП'а, причем на схеме по СНиП отсосы к краю навеса возрастают, а эксперимент показал обратную картину, что весьма благоприятно с точки зрения формирования изгибающих моментов по длине ферм.

Здесь также важно отметить, что такое благоприятное распределение ветровых давлений наблюдалось в случае, когда между верхними рядами трибун и покрытием устраивался на всю высоту экран, препятствующий сквозному протоку воздуха под навес над стадионом. Эксперимент показал, что снижение ветровых нагрузок в этом случае достигло до 1,5 раз.

Завершая информацию о расчетных положениях, следует отметить, что за счет оптимально выбранной формы консольных ферм, с увеличивающейся к опоре по параболической зависимости высотой, удалось достичь достаточной жесткости покрытия. Так, при вылете консольного свеса от опоры 30 м прогиб от временных нормативных нагрузок (без учета собственного веса) при расчетном сочетании будет составлять всего около 45 см. Учитывая, что все концы ферм по внутреннему периметру объединены между собой достаточно жесткой торцевой формой, а распределение снеговых и ветровых нагрузок по большей площади покрытия будет неравномерным, фактические деформации концевых зон покрытия будут существенно меньшими.

Ферма Ф1

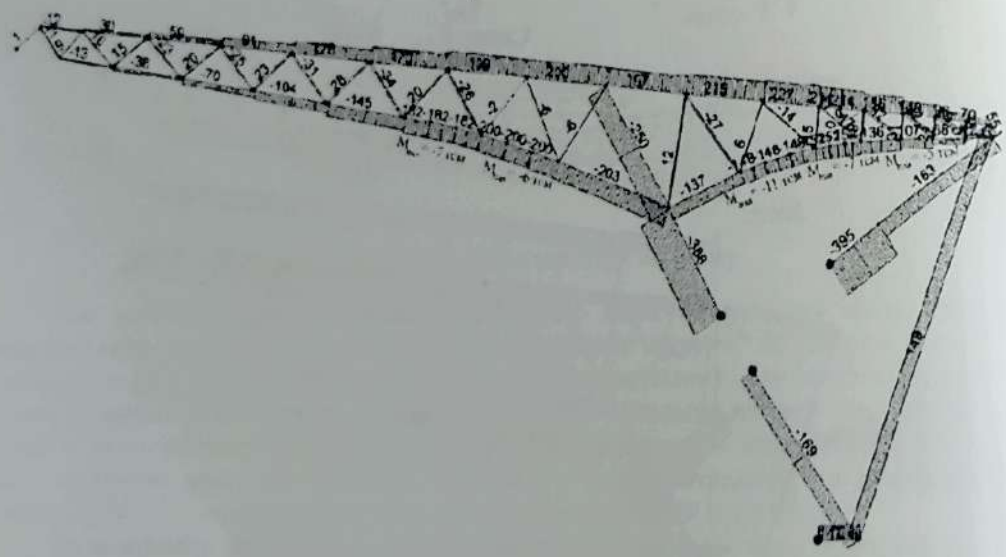


Рис. 5.28. Распределение нормальных усилий в стержнях наиболее нагруженной фермы (Ф1) навеса при расчетной комбинации нагрузок

Изготовление и монтаж. Изготовление металлоконструкций покрытия осуществлял Днепропетровский завод металлоконструкций им. И.В.Бабушкина. Это – один из крупнейших заводов Украины, располагающий необходимым оборудованием для изготовления конструкций из труб, имеющий богатейший опыт создания масштабных и уникальных сооружений.

Одним из важных требований к конструкциям покрытия, которые выдвигались авторами-архитекторами – это эстетичность конструктивных форм. Исходя из этих требований, несущие фермы покрытия и прогоны запроектированы с криволинейными поясами.

Гибку труб диаметром до 300 мм с толщинами стенок до 16 мм завод организовал на специальном 300-тонном прессе. Подобное оборудование имеется не на каждом заводе.

Учитывая однотипность конструктивных форм элементов покрытия, изготовление велось с использованием кондукторов, что обеспечило высокую точность готовых элементов и их сходимость на монтаже.

Монтаж покрытия обеспечила также днепропетровская монтажная организация «Днепрстальконструкция». Одной из основных идей, заложенных в проектные решения, было обеспечение монтажа укрупненными элементами с максимальным исключением сварки на монтаже. В связи с тем, что габариты перевозимых элементов заводской готовности ограничены, укрупнительная сборка на монтажной площадке обычно выливается в трудоемкий процесс. При общей металлоемкости покрытия в 1300 т (общая длина всех ферм достигает 2700 м) длина монтажных швов могла бы вылиться в километры. В проекте стадиона монтажные соединения отдельных сборочных марок осуществлены с помощью шкворневых шарниров (для растянутых узлов) и упорных фланцев (для сжатых стыков).

Благодаря таким решениям на сборку, например, одного балансирного шарнира с установкой трех шкворней, рассчитанных на восприятие усилий до 150 тс, уходило всего около 15-20 минут. При этом автоматически обеспечивалась высокая точность геометрического положения элементов за счет соблюдения заданных допусков при заводском изготовлении элементов системы. При этом допуски устанавливались в пределах требований строительных норм и правил. Применение шкворней в узловых соединениях обеспечило также простой навесной монтаж ферм, количество элементов которых измерялось сотнями. На рис. 5.29-5-42 приведены основные этапы монтажа конструкции покрытия.

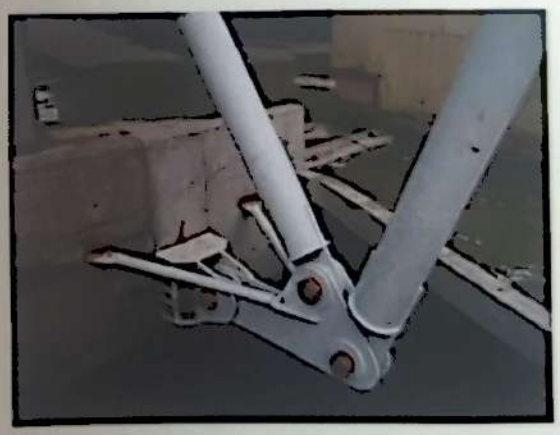


Рис. 5.29. Балансирный узел крепления оттяжек ферм к железобетонным конструкциям трибун

Рис. 5.30. Установка системы подстропильной и распределительных ферм на южной трибуне

Рис. 5.31. Монтаж ферм над VIP - корпусом

Рис. 5.32. Панорама стройки. Начало монтажа навеса

Рис. 5.33. Укрупнительная сборка фермы

Рис. 5.34. Узел опирания ферм навеса над VIP - корпусом

Рис. 5.35. Шарнирный башмак опирания распределительной фермы

Рис. 5.36. Сборка фермы

Рис. 5.37. Фрагмент навеса

Рис. 5.38. Вид на навес сверху

Рис. 5.39. Общий вид (проект)

Рис. 5.40. Вид сверху (проект)

Рис. 5.41. Вид на трибуны (проект)

Рис. 5.42. Вид на трибуны (проект)

5.2. Покрытие над трибунами стадиона «Донбасс-Арена» (Донецк)*

Строящийся в Донецке стадион вместимостью 50000 тыс. зрителей - единственный в Украине, который строится в соответствии с требованиями УЕФА, предъявляемыми к 5-звездочным стадионам (см. рис. 5.43), и как все сооружения этого уровня будет обладать незабываемым и уникальным дизайном, органично вписываться в окружение парка Ленинского Комсомола. Стадион ориентирован с севера на юг, основная трибуна расположена на западе (см. рис. 5.44). Он совпадает по расположению с Олимпийским стадионом, для создания красивого архитектурного ансамбля. Крыша наклонена в юго-восточном направлении, повторяя естественный уклон ландшафта и добавляя полю естественное проникновение воздуха и прямого солнечного света.

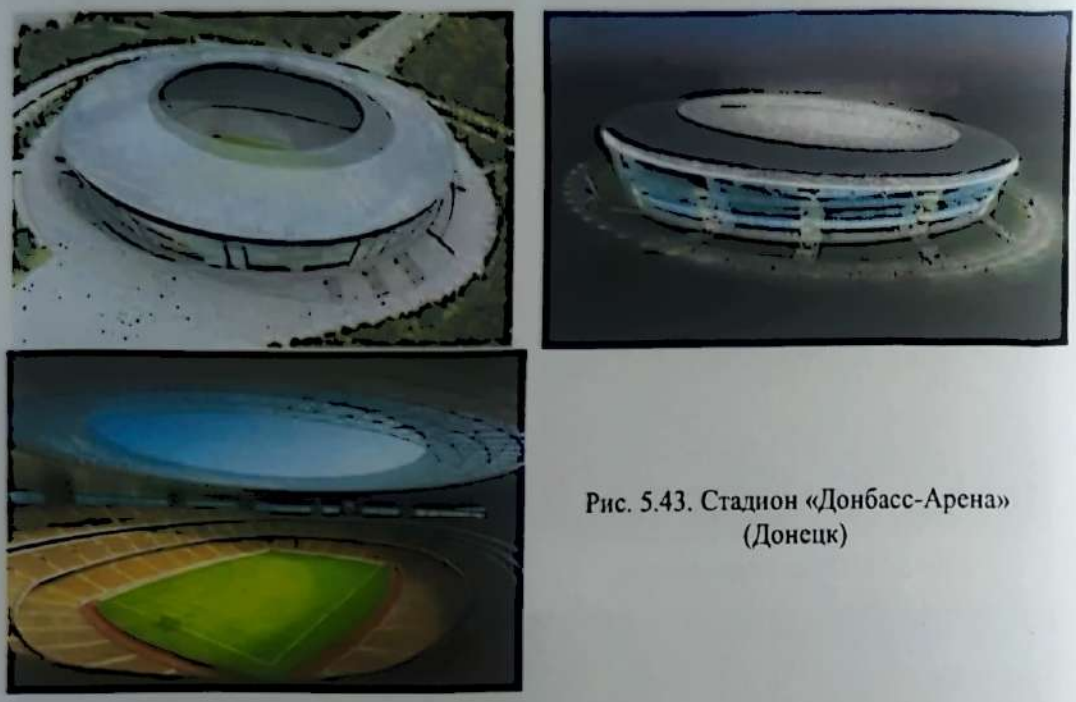


Рис. 5.43. Стадион «Донбасс-Арена» (Донецк)

Рис. 5.44. Местоположение стадиона

В соответствии с рекомендациями УЕФА, стадион проектирован исключительно для футбольных матчей, без легкоатлетических дорожек вокруг поля, что позволит разместить зрительские места в непосредственной близости от игрового поля, создаст захватывающую атмосферу и улучшит обзор поля для болельщиков. Несмотря на существующее разрешение УЕФА использовать искусственное покрытие, отвечающее техническим стандартом УЕФА, в том числе и для проведения матчей Лиги Чемпионов и Кубка УЕФА, на стадионе будет использовано естественное травяное покрытие.

* при написании раздела частично использованы фотографии и материалы официального сайта ФК «Шахтер»

Чтобы улучшить потенциальные возможности газона, было проведено широкое компьютерное моделирование для изучения попадания солнечного света и вентиляции на уровне поля.

Перед началом проектирования клуб получил 22 проектных предложения от различных архитектурных бюро. Из них Президентом Клуба и Наблюдательным советом был выбран проект компании ArupSport, предприятия международной сети Ove Arup & Partnerts Limited, мирового лидера в области проектирования спортивных сооружений в Англии, Германии, Испании, Австралии (см. рис. 5.45).

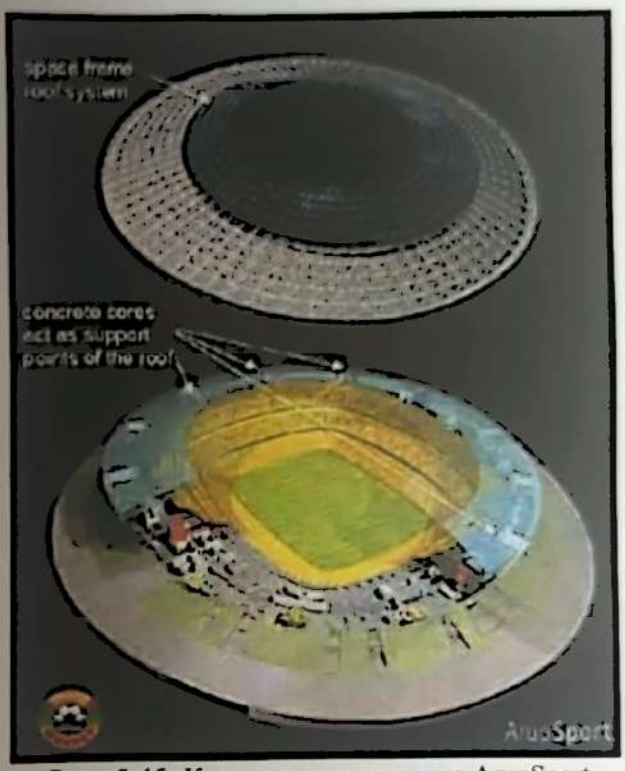


Рис. 5.45. Концептуальная схема ArupSport

Главная отличительная черта стадиона - наклоненная с севера на юг крыша, повторяющая ландшафт, стеклянный фасад и пересеченные пешеходные дорожки для беспрепятственного перемещения посетителей, как в игровые, так и в неигровые дни. Внутри стадион имеет классическую овальную форму, создающую оптимальную атмосферу и прекрасную возможность обзора. Клуб и его советники привлекли УЕФА к процессу проектирования и строительства после назначения Генеральным подрядчиком компании ENKA Construction & Industry Co., Inc.

Стадион «Шахтер» станет первым стадионом в Восточной Европе, полностью спроектированным и простроенным в соответствии с 5-звездочными нормами УЕФА. Учитывая опыт местных специалистов в области строительства на подрабатываемых основаниях, компания ENKA и созданное для управления строительством, контроля своевременной реализации проекта в рамках бюджета подразделение клуба ООО «Стадион «Шахтер» в тесном сотрудничестве с местными партнерами Донецкий ПромСтройНИИПроект, ДонНАСА и др. решали сложные проектные, технические и технологические вопросы уникального строительства. В частности, специалистами института Донецкий ПромстройНИИпроект были решены вопросы проектирования фундаментной части нового стадиона, учитывающие сложные инженерно-геологические условия строительной площадки (см. рис. 5.46 и 5.47).

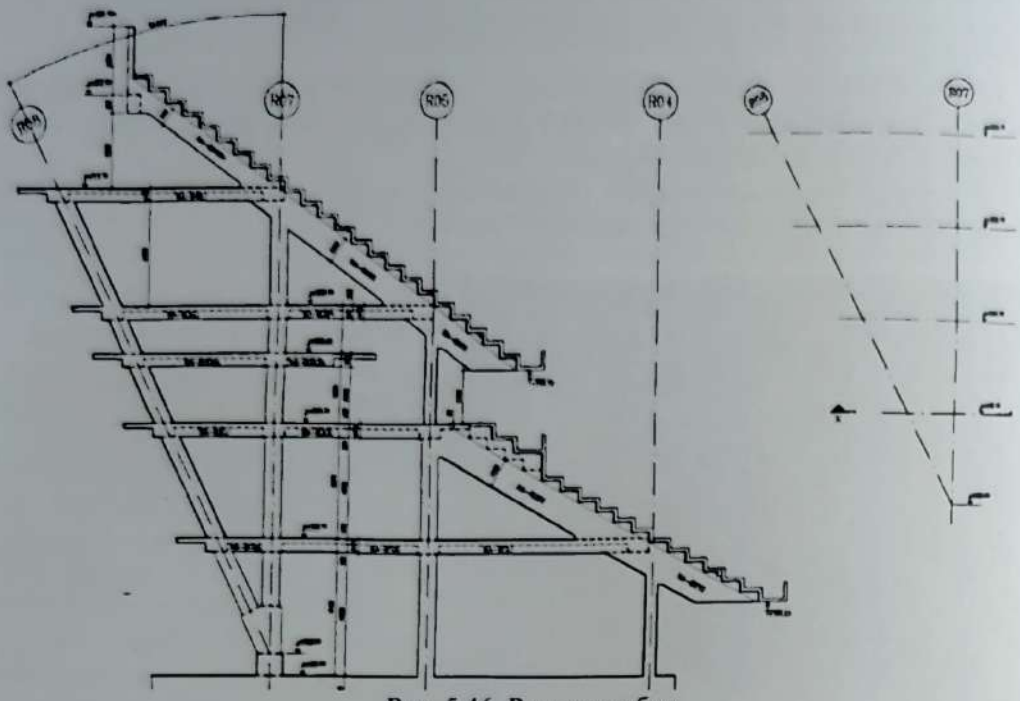
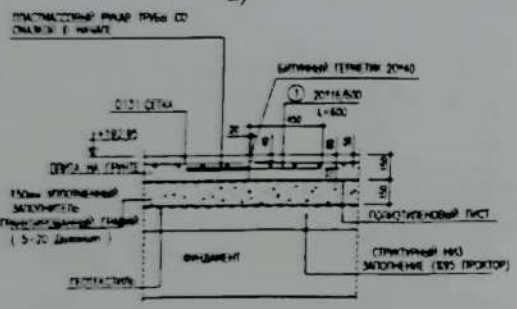
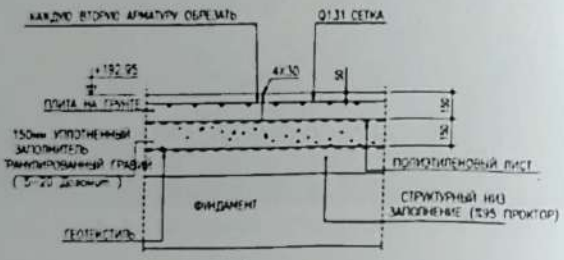


Рис. 5.46. Разрез трибун

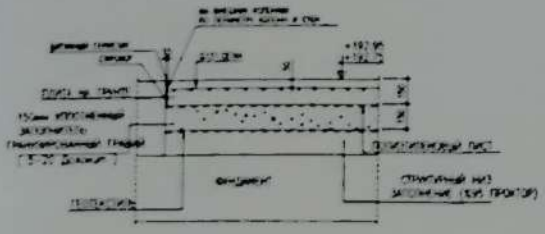
а)



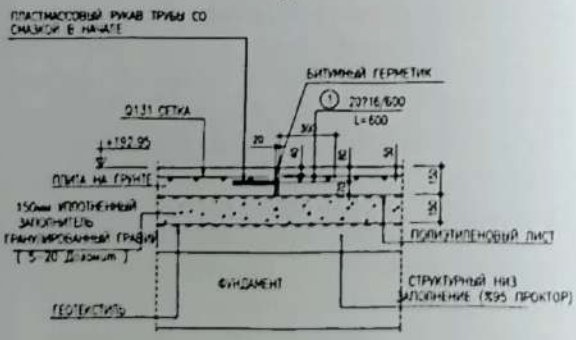
б)



в)



г)



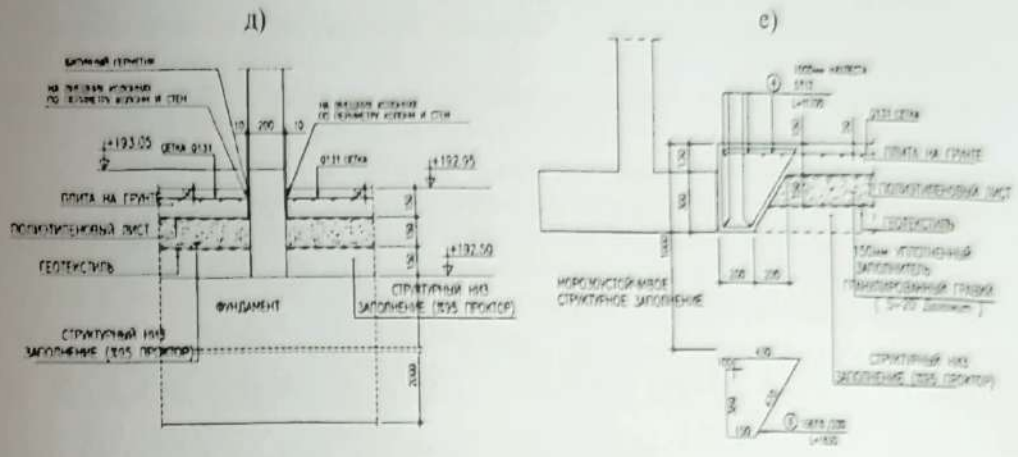


Рис. 5.47. Конструктивное решение фундаментной части: а - конструктивное соединение, б – температурно-усадочный шов, в – деформационный шов, г – компенсационный шов, д, е – низ колонны

Окончание строительства стадиона запланировано на май 2008 года (график строительства приведен на рис. 5.48).

Рис. 5.48. График строительства

Это значит, что праздник открытия стадиона сможет состояться летом 2008 года, еще до открытия нового национального футбольного сезона. У игроков и тренеров команд будет достаточно времени для ознакомления с покрытием и объектами инфраструктуры. Служба охраны и стюарды смогут разработать и освоить различные схемы обеспечения безопасности. Стадион «Шахтер» также сможет принять игры Молодежного турнира УЕФА, которые будут проводиться в Донбассе в 2009 году. Через некоторое время после открытия Клуб подаст заявку в УЕФА на право проведения на стадионе «Шахтер» будущих матчей Лиги Чемпионов и Кубка УЕФА.

Основные характеристики нового стадиона:

- общая площадь строительной площадки (включая районы мобилизации) – 254907 м^2,
- площадь земельного участка (включая поле), на котором будет расположен стадион, - 46780 м^2,
- высота стадиона от уровня поля до высшей точки - 51 м,
- на стадионе будет 227 туалетных комнат, 471 кабинка и 333 раковин,
- при строительстве уложено более 120.000 м^3 бетона и смонтировано около 4300 т стальных конструкций, из которых 3800 т - конструкции крыши,
- общая площадь остекления - 19.000 м^2,
- общая площадь уровней стадиона - 30.000 м^2,
- размер футбольного поля 105м х 68м, с 7668 м^2 натурального поля и 2201 м^2 синтетического поля.

Кроме 50 тыс. мест для зрителей, на стадионе есть зоны для средств массовой информации и подсобного персонала. Эти места являются дополнительными по отношению к 50 тыс. мест, которые необходимо обеспечить для соответствия стандарту «5 звезд». В результате этого распределение мест по уровням выглядит следующим образом: нижний ярус - 21 тыс. мест; средний ярус - 13,7 тыс. мест и 17,3 тыс. мест расположены на верхнем ярусе.

На стадионе предусмотрено 170 мест для инвалидов на инвалидных - колясках с сопровождающими, со специально предусмотренным полем обзора над головами встающих перед ними зрителями. Турникеты будут предусматривать проезд инвалидных колясок, и специальные лифты помогут подняться на верхние ряды сидений.

На стадионе будут два огромных экрана, и большинству зрителей будет хорошо видно один их них.

Всего предусмотрено три основных входа на стадион.

Главная забота сотрудников, обслуживающих стадионы, безопасность всех находящихся в здании людей независимо от их статуса и функции. Стадион «Шахтер» спроектирован в соответствии с самыми высокими стандартами безопасности, отвечающими как украинскому законодательству, так и мировой практике. Подъезды и оборудованные турникетами входы позволяют полностью заполнить стадион за 1 час, а в случае необходимости эвакуировать всех посетителей в течение восьми минут. Специальные площади отведены под «островки безопасности» для зрителей с ограниченными возможностями и сопровождающих их лиц. В игровые дни стадион будет контролироваться из диспетчерской на 5-м уровне, а в неигровые дни из диспетчерской на 1-м уровне. Находящееся там оборудование слежения обеспечивает непрерывный контроль, за всеми площадями стадиона, местами скопления людей и внешними подъездам. Записи камер слежения позволят стюардам Клуба и правоохранительным органам вмешаться в случае беспорядков или правонарушений.

Помимо обеспечения безопасности, стадион «Шахтер» также предлагает гостям и болельщикам стандарты гостеприимности, соответствующие 5-звездочной аккредитации УЕФА. Стадион будет состоять из трех основных уровней и двух корпоративных (4-й и 5-й) с 15-ю ВИП-ложами, 2 фуд-кортами на Западной трибуне, а также 3 ресторанами и 2 фуд-кортами на Восточной трибуне. Рестораны Восточной трибуны также можно будет преобразовать в зоны отдыха или индивидуальные ложи. Основные зрительские трибуны расположены на 3-м и 6-7-м уровнях. На каждом из уровней находится множество баров, киосков, туалетных комнат (для мужчин, женщин и посетителей с ограниченными возможностями) и пунктов первой помощи. Служебные помещения для игроков будут расположены на 1-м и 2-м уровнях, где также будет находиться оборудование и помещения для прессы, медиа и фотографов. Торговые точки будут расположены в южной части здания, вдоль главного холла и административных офисов Клуба. На торговых площадях разместится футбольное кафе (аналогичное «Red Devils Café» команды

Манчестер Юнайтед). Оно будет открыто как ежедневно для семей, посещающих парк, так и для болельщиков ФК «Шахтер» в игровые дни. В музее, посвященном истории ФК «Шахтер», будет действовать выставка трофеев и реликвий команды. В клубном магазине будет выставлен на продажу ассортимент спортивной одежды, клубных сувениров и подарков. В здании стадиона также откроется оздоровительный центр.

В неигровые дни стадион и ложи смогут предоставлять возможность проведения корпоративных мероприятий (собраний, презентаций, пресс-конференций, сезонных вечеринок и т.д.), общественных событий (вечеринок и свадеб) и музыкальных концертов. Стадион станет современным местом, готовым принимать международные съезды, а также события национального и регионального масштаба. Кроме того, он будет одной из основных достопримечательностей Донецка.

Стоимость этого стадиона больше, чем спортивных арен, сооружавшихся, например, в Германии к чемпионату мира по футболу. Стадионы почти того же класса и вместимости — «Ауф Шальке» в немецком Гельзенкирхене и гамбургская AOL-Arena — стоили инвесторам соответственно $245 и $127 (см. таблицу 5.2).

Таблица 5.2

Стадион	Срок выполнения проекта	Стоимость проекта, $ млн	Расположение	Вместимость, тыс. чел.	Стоимость одного места, $ тыс
Commerzbank Arena	2002-2005	160	Франкфурт	48	3,33
Veltins Arena	1998-2001	245	Гельзенкирхен	54	4,53
AOL Arena	1997-2000	127	Гамбург	51	2,49
Zentralstadion	1997-2004	114	Лейпциг	44	2,60
Allianz Arena	2003-2005	365	Мюнхен	66	5,53
Стадион «Шахтер»	2006-2008**	250	Донецк	50	5,0

*Отношение общей стоимости стадиона к его вместимости.

** Согласно проектной документации

Для строящегося стадиона фирмой «ENKA», генеральным подрядчиком строительства, разработаны рабочие чертежи железобетонных конструкций секторов трибун (см. рис. 5.47 и 5.54). В качестве субподрядчика фирмы «ENKA» всемирно известной фирмой «MERO».(Германия) выполнены расчеты металлоконструкций структурного покрытия, которые изготовлены на заводах этой же фирмы. Запроектированное фирмой покрытие представляет собой независимо работающие сектора, изготовленные в виде 8-ми больших трапециидальных блоков структурных покрытий положительной кривизны с узлами типа «MERO» и с переменными размерами оснований 57277…61581 х 32956…34546 мм, и 4-х малых – 34341…35743 х 15061…16037 мм (см. рис. 5.50…5.54), опирающиеся на пространственные радиальные консольные фермы, выполненные из стали S355, аналога отечественной С345 (см. рис. 5.49, 5.50, 5.55, 5.56), и изготовленные фирмой «CIMTAS» (Турция). На рис. 5.53 и 5.54 представлены смонтированный сектор покрытия, опирающийся на консольные фермы, и общий вид покрытия. При этом для исключения влияния возможных осадок трапецеидальные блоки крепятся к консольным фермам с одной стороны жесткими, с другой подвижными опорами. Общая масса металлоконструкций покрытия составляет около 4,5 тыс. тонн.

Рис. 5.49. Геометрическая схема радиальной консольной фермы покрытия

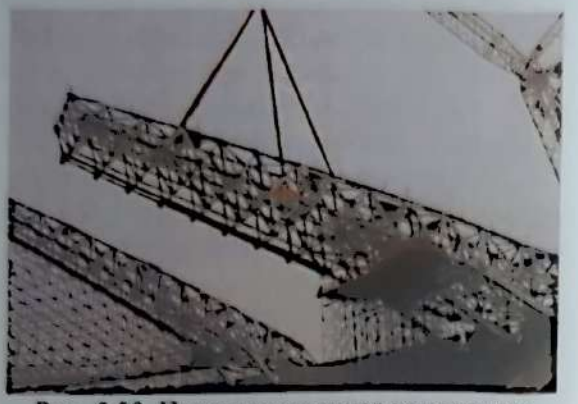


Рис. 5.50. Пространственная консольная ферма покрытия

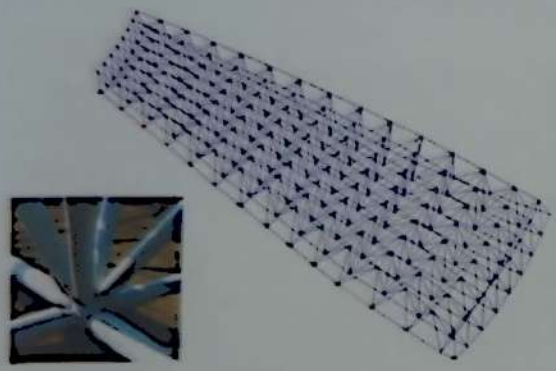


Рис. 5.51. Геометрическая схема и узел трапециидального блока структурного покрытия

Рис. 5.52. Трапециидальный блок структурного покрытия

Рис. 5.53. Смонтированный сектор покрытия

Рис. 5.54. Общий вид покрытия

На рис. 5.55 и 5.56 приведены фрагменты чертежей консольных ферм покрытия: WT1 – WT4 – наиболее мощные консольные фермы и ST1 – ST8 – консольные фермы меньшего сечения.

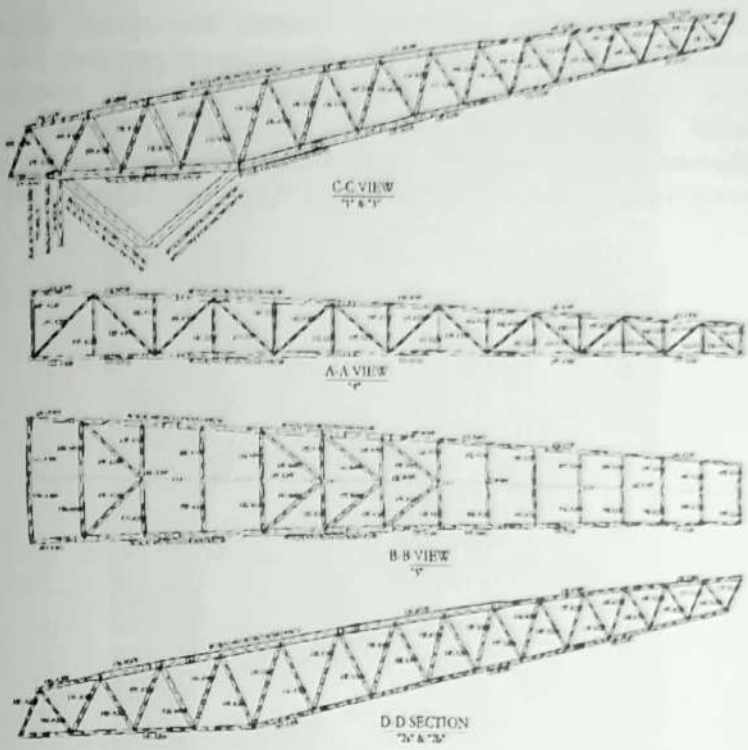


Рис. 5.55. Геометрия консольных ферм ST1 – ST8

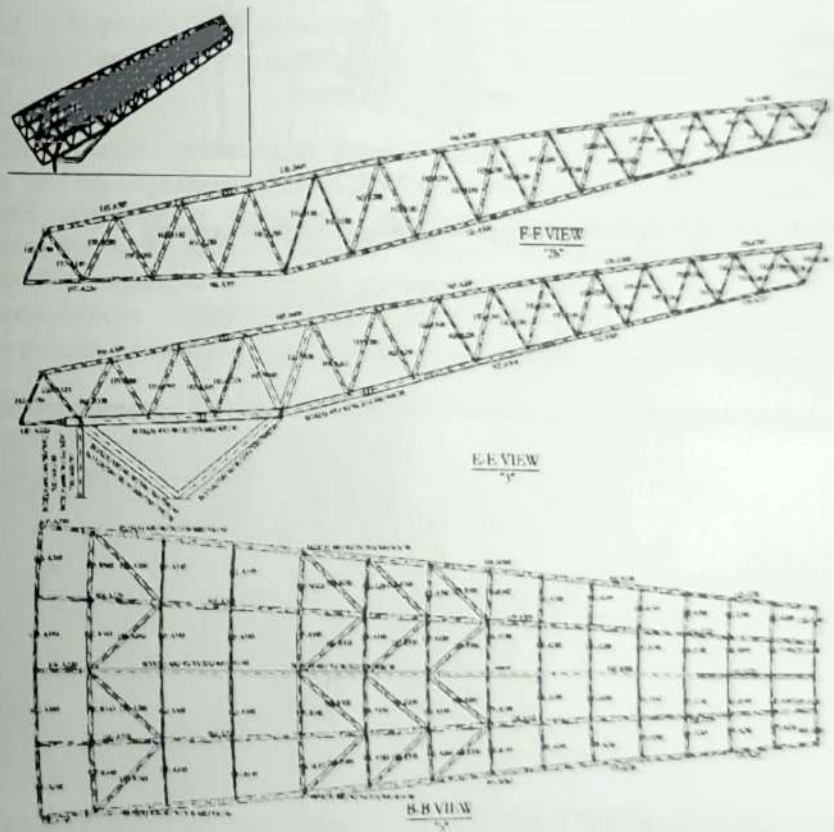
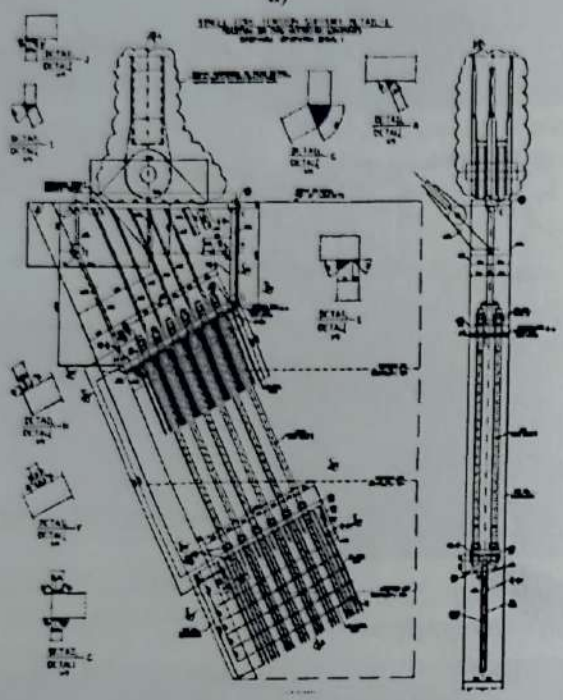


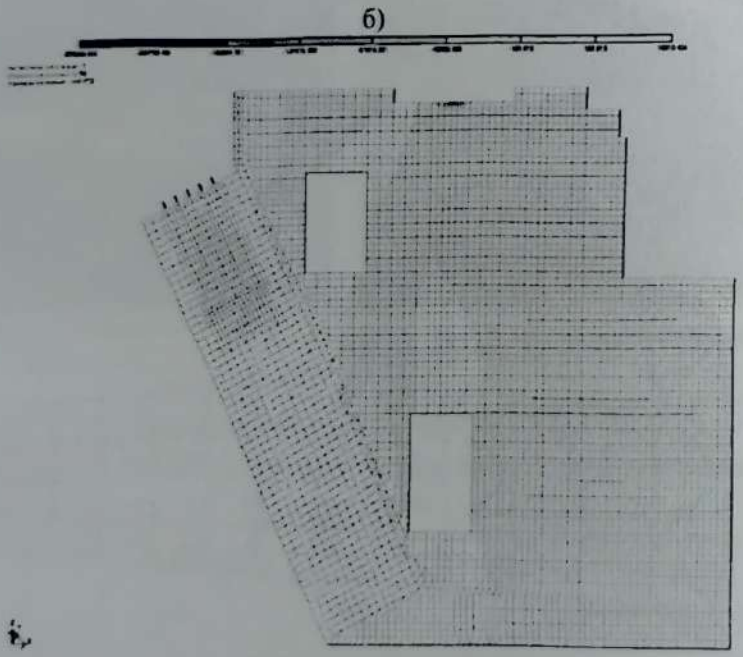
Рис. 5.56. Геометрия блоков консольных ферм WT1 – WT4

Также, этой же фирмой изготовлены опорные конструкции ферм вместе с закладными деталями для их крепления к железобетонным конструкциям (см. рис. 5.57 а). Специалистами ДонНАСА сделан значительный вклад в совершенствование конструктивного решения этого опорного узла, что позволило на основе усовершенствования расчетной модели узла и данных уточненного анализа напряженно-деформированного состояния (рис. 5.57 б) значительно повысить его надежность.

а)



б)



в)

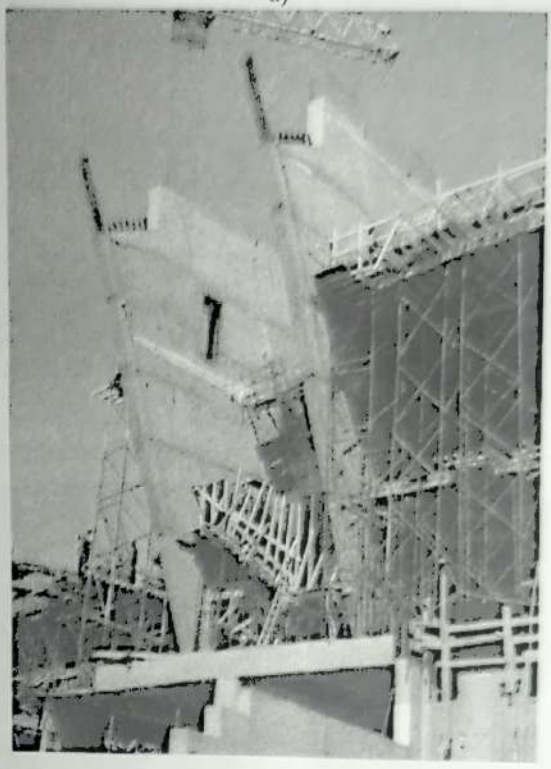


Рис. 5.57. Опорный узел ферм покрытия: а - конструктивная схема узла, б – результаты расчета ЖБ части узла с использованием УВПК «Лира», в – монтаж железобетонного основания опорного узла

Сертификация поставляемых фирмой «MERO» конструкций покрытий проведена органом по сертификации «ЦентрСЕПРОбудметал» (Киев) при проведении полного комплекса контроля и испытаний, предусмотренных нормативными документами, действующими на территории Украины, Центром испытаний конструкций и материалов Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Проведенный в ходе сертификационных испытаний аудит производства фирмы подтвердил высочайший технологически уровень изготовления элементов и узлов покрытия (см. рис. 5.58…5.64).

Конструктивное и технологическое выполнение узла структурного покрытия

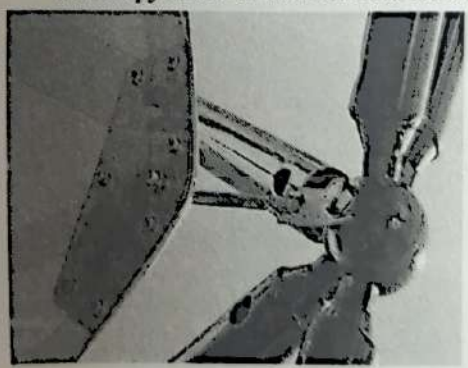


Рис. 5.58. Нагрузка, приложенная непосредственно в узел

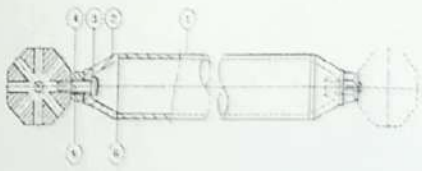


Рис. 5.59. Конструктивное решение стержня: 1 – трубчатый профиль (тип КНР), 2 – конус, 3 – болт с резьбой, 4 – втулка под гаечный ключ, 5 – нагель, 6 – сварной шов

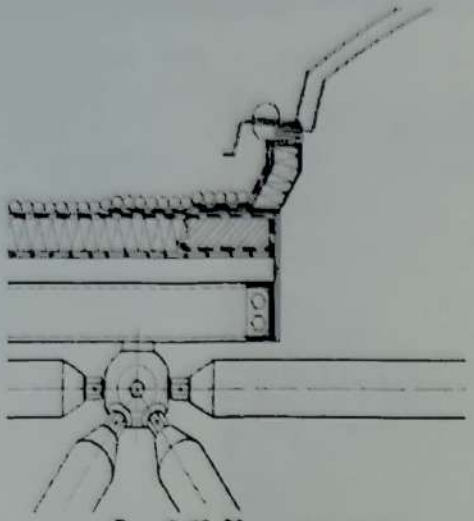


Рис. 5.60. Узел покрытия

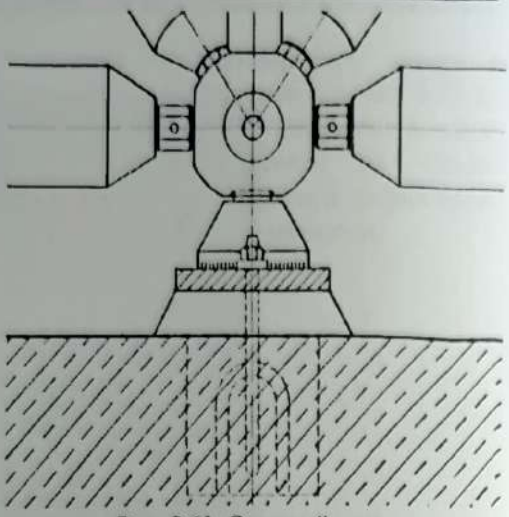


Рис. 5.61. Опорный узел

Рис. 5.62. Узел структуры

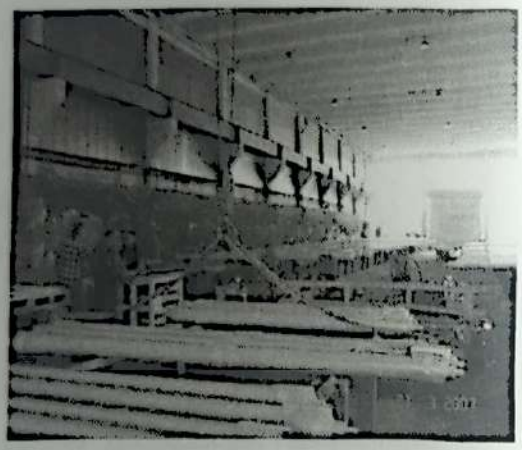


Рис. 5.63. Изготовление элементов покрытия на заводе фирмы «MERO-TSK»

Рис. 5.64. Изготовленный элемент структурного покрытия

Рис. 5.65. Подготовка фасада стадиона «Донбасс-Арена» к установке облицовки

Примеры аналогичных структурных покрытий стадионов, изготовленных по проектам и с использованием конструкций фирмы «MERO», приведены ниже на рис. 5.66…5.68.

Рис. 5.66. Стадиона в Сплите (Хорватия)

Рис. 5.67. Стадион в Саудовской Аравии

Рис. 5.68. Стадион в Абу-Даби (ОАЭ)

Литература

1. Александров А. В., Лащенников Б. Я., Шапошников Н. Н. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы: - Москва: Стройиздат, 1983. - 488 с.
2. Алешин, и др. Покрытие Большой спортивной арены в Лужниках (проектирование, научные исследования, строительство): - Москва.: Фортэ, 1998. - 248 с.
3. Амиро И. Я. Заруцкий В. А. Методы расчета оболочек. Теория расчета оболочек. – К., 1980, т. 2.
4. Андреева Г. Н., Гольденберг Л. И., Демьгина С. Н. и др. Мембранные конструкции зданий и сооружений под общей редакцией В. И. Трофимова и П. Г. Еремеева: Справочное пособие в 2-х частях - Москва: Стройиздат, 1990. -128 с.
5. Ахмеров Р. Р. Численные методы решения обыкновенных дифференциальных уравнений / Новосиб. гос. ун-т. Новосибирск, 1994.
6. Баженов В. А., Сахаров А. С., Цыхановский В. К. Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды // Прикладная механика. Международный журнал. Том 38(48), № 6, июнь 2002. С. 24-63.
7. Баженов В. А., Цихановський В. К., Кислоокий В. М. Метод скінчених елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок. – К.: Вид-во КНУБА, 2000. – 386 с.
8. Бате К., Вильсон Е. Численные методы анализа и методы конечных элементов. – М.: Стройиздат, 1982. – 445 с.
9. Бурыгин С. В., Гавриленко И. С., Зеливянский Е. Б. и др. Программный комплекс Structure CAD для Windows. Общее описание. - Киев: SCAD Group, 1997. - 213 с.
10. Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности. – М.: Мир, 1987. – 42 с.
11. Власов В. З. Общая теория оболочек её приложения в технике - Гостехиздат, М.-Л., 1949 г. С. 678.
12. Власов В. З. Тонкостенные пространственные системы изд. 2-е перераб. и допол.. - Москва: 1958.
13. Выбросы загрязненных веществ в атмосферу от энергетических установок. Киев: УкрНТЭК, 2002.
14. Галлагер Р. Метод конечных элементов. Основы. – М.: Мир, 1984. – 428 с.
15. Грин А., Адкинс Дж. Большие упругие деформации и нелинейная механика сплошной среды. – М.: Мир, 1985. – 455 с.
16. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Блажко В. Г., Касимов В. Р., Кулаков С. В. Исследование эффективности конструктивных решений пространственных покрытий над трибунами стадионов – Монтажные и специальные работы в строительстве, 2000г., №6.
17. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Васылев В. Н., Ягмур А. А. Обследование и испытание несущих конструкций зданий и сооружений: Учебное пособие. - LYMKBO, 1991. - С.8-12, 140-150.
18. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Касимов В. Р. Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов - Макеевка.: ДонГАСА, 2002. - 280 с.
19. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Касимов В. Р., Зубенко А. В., Сивоконь Ю. В. Методики расчета и проектирования пространственных конструкций стационарных покрытий над трибунами стадионов // Материалы юбилейной международной научно-практической конф. «Строительство-2004». - Ростов-на-Дону; РГСУ. - 2004. - С. 62- 63.
20. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Касимов В. Р., Прядко И. Н., Сивоконь Ю. В. К расчету и проектированию пространственных конструкций стационарных покрытий над трибунами стадионов // VIII Украинская научно-техническая конференция "Металлические конструкции взгляд в прошлое и будущее". Сборник докладов ч.1. - Киев: "Сталь". - 2004. - С. 323- 332.
21. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Касимов В. Р., Руднева И. Н., Сивоконь Ю. В. Развитие методов расчета и проектирования большепролетных пространственных покрытий спортивных сооружений // Сборник статей «Пространственные конструкции зданий и сооружений». Вып. 10. - Москва: МОО "Пространственные конструкции". - 2006. - С. 7-16.
22. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Королев В. П. Обеспечение надежности большепролетных покрытий мембранного типа / Изв. вузов. Строительство - №8, 1996. - С. 31 - 35.
23. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Сивоконь Ю. В. Напряженно-деформированное состояние большепролетных мембранных покрытий с вырезом // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». - Одесса: ОГАСА. - 2005. - С. 50- 56.
24. Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Сивоконь Ю. В., Руднева И. Н. Теоретическое и экспериментальное исследование стационарных висячих покрытий над трибунами реконструируемых стадионов // Сборник докладов ч. 1 «Реконструкция Санкт-Петербург 2005». Международная научно-практическая конференция. - Санкт-Петербург: СПбГАСУ. - 2005. - С. 88-92.
25. ГОСТ 9.708-83 Пластмассы. Методы испытаний на старение при воздействии естественных и искусственных климатических. - М.: Государственный комитет СССР по стандартам, 19 декабря 1983 г.
26. Гунет И. А. О перекрытии большой спортивной арены центрального стадиона в Лужниках / Пространственные конструкции зданий и сооружений покрытия результаты работы научно технической конференции – Москва-Белгород, 1998. - С. 193-202.

27. ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия», Нормы проектирования.
28. Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве - М.: Стройиздат, 1982. - 277 с.
29. Дыховичный Ю. А., Жуковский Э. З. Современные пространственные конструкции. – Москва, Высшая школа, 1991.
30. Еремеев П. Г. Исследование работы замкнутого опорного контура мембранных оболочек // Строительная механика и расчет сооружений №4. Москва: Госстрой. - 1981. - С. 11-14.
31. Зенкевич О. К. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541 с.
32. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимации. - М.: Мир, 1979. - 318с.
33. Зенкевич О. К., Айронс Б. М., Скотт Ф. К., Кемпбелл Дж. С. Анализ трехмерного напряженного состояния // Расчет упругих конструкций с использованием ЭВМ. – Л.: Судостроение, 1974. – Т. 1. – С. 293-305.
34. Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. – М.: Машиностроение, 1992. – 672с.
35. Ищенко С. А., Жданов А. И., Давидов А. Р. Экспериментальные исследования ветровых нагрузок на плохо обтекаемые высотные сооружения // Аэрогидродинамика: проблемы и перспективы. Сб. ст. ХАИ. – Х.: ХАИ, 2004. – С. 33 – 42.
36. Калиткин Н. Н. Численные методы. – М.: Наука, 1978. – 512 с.
37. Канторович Л. В. Некоторые дальнейшие применения метода Ньютона для функциональных уравнений // Вестник Ленинградского университета. Серия математики, механики и астрономии. – Л.: Изд-во ун-та, 1975, т.2, № 7, с. 68-103.
38. М. И. Кельман, А. В. Титов, П.Е. Золотов, инженеры (ГУП МНИИП "Моспроект-4"). №3/2005 "Монтажные и специальные работы в строительстве" 13.05.2005.
39. Кислоокий В. Н. Исследования статики и динамики висячих и пневмонапряженных и комбинированных систем конечных элементов. – Строительная механика и расчет сооружений, № 4. - 1977 - С. 27-30.
40. Кислоокий В. Н., Цыхановский В. К. О некоторых особенностях алгоритмов решения нелинейных задач статики мягких оболочек методом конечных элементов. – Тезисы докладов / Шестая Дальневосточная конференция по мягким оболочкам. – Владивосток: Изд-во НТО им. Крылова, 1979, С. 52-57.
41. Кислоокий В. Н., Цыхановский В. К. Соотношения метода конечных элементов в нелинейных задачах статики мягких оболочек – Киев: Изд-во КИСИ, 1978, С. 46-51.
42. Кислоокий В. Н., Цыхановский В. К., Шимановский А. В. Решение задач формообразования и расчета сильно нелинейных пространственных покрытий // Строительная механика и расчет сооружений – 1985. – № 5. – С. 1–4.
43. Кислоокий В. Н., Цыхановский В. К., Касилова Т. А., Пасюта А. В., Савчук А. В. Система ПАРУС для решения задач формообразования и прочности висячих и пневмонапряженных комбинированных конструкций // Современные методы и алгоритмы расчета и проектирования строительных конструкций с использованием ЭВМ: Тезисы докладов Всесоюзной конференции, Таллин, 1979, - С. 141-142.
44. Клименко Ф. С., Барабаш В. М. Металеві конструкції: Підручник - Львів: Світ, 1994. - 192 с.
45. Кондра М. П., Лебедич І. М. Металеві конструкції в об'єктах реконструкції майдану незалежності у м. Києві // Будівництво України. – Київ 2002. - Вип. 1. – С. 27-30.
46. Корнишин М. С. Нелинейные задачи теории пластин и пологих оболочек и методы их решения – Москва, 1964 г.
47. Краскевич В. Е., Зеленский К. Х., Гречко В. И. Численные методы в инженерных исследованиях. – К.: Вища школа, 1986. – 263 с.
48. Кэнтин Дж., Клауф. Искривленный дискретный элемент цилиндрической оболочки // Ракетная техника и космонавтика. – 1968. – 6, № 11. – С. 151-162.
49. Кэнтин Дж. Смещения криволинейных конечных элементов как жесткого целого // Ракетная техника и космонавтика. – 1970. – 8, № 7. – С. 84-88.
50. И. Н. Лебедич, Е. П. Ударцев. Аэродинамические испытания круглых в плане зданий с вогнутым сферическим покрытием. // Строительная механика и расчет сооружений. №2. - 1980. - М.: Стройиздат. - С. 63-65
51. Лихтарников Я. М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций - М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
52. Лурье А. И. Нелинейная теория упругости. – М.: Наука, 1980. – 455 с.
53. Ляшко И. И., Макаров В. Л., Скоробагатько А. А. Методы вычислений (Численный анализ. Методы решения задач математической физики). – Киев: Вища школа, 1977. - 408с.
54. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций: - Москва: Стройиздат, 1991 - 431 с.
55. Метод конечных элементов в механике твердых тел / Под общей редакцией А. С. Сахарова и И. Альтенбаха. – Киев: Вища школа, 1982. – 480 с.
56. Мембранные конструкции зданий и сооружений. Справочное пособие в 2 ч. под ред. В. Н. Трофимова - М.: Стройиздат, 1990.
57. Методики расчета выбросов загрязняющих веществ передвижными источниками. Донецк: УкрНТЭК, 1999.

58. Мущанов В. Ф., Гибаленко В. А. Экспериментальное исследование модели висячей фермы покрытия. / Международная конференция „Теория и практика металлических конструкций" ДГАСА, 1996. - С.78-81.
59. Мущанов В. Ф., Губанов В. В. Методика определения коэффициента условий работы на примере расчета газоотводящих труб на прочность / Деп. в ДНТБ №177- 95. – ДИСИ, Макеевка, 1995 г. - 23 с.
60. Мущанов В. Ф., Роменский И. В. Вероятностно-оптимальное проектирование большепролетных покрытий мембранного типа / "Металлостроительство-96" (Состояние и перспективы развития). Международная конференция. Сб. трудов в 2 т. / Редкол. Горохов Е. В., Югов А. М., Колесниченко С.В. - Донецк-Макеевка, 1996, т. 1. - С. 6-9.
61. Мущанов В. Ф., Роменский И. В. Современные методы анализа конструктивных форм мембранных покрытий / Международная конференция "Теория и практика металлических конструкций - Донецк-Макеевка, 1997, т. 1.
62. Мущанов В. Ф., Сивоконь Ю. В. Оптимизация мембранной оболочки с большим вырезом на овальном плане // Металеві конструкції. – Макіївка: УАМК. – 2006. – С. 113- 118.
63. Мущанов В.Ф., Сивоконь Ю.В. Уточненная система безразмерных параметров для мембранных оболочек покрытий с вырезами // «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» Вісник ДонДАБА 2003-2(39). - Макеевка: ДонГАСА. - 2003. - С. 131- 134.
64. Мущанов В. Ф., Сивоконь Ю. В. Особенности напряженно-деформированного состояния мембранных покрытий // Матеріали 30 (міжнародної) наукової конференції студентів, аспірантів і молодих вчених. – Макіївка: Вісник ДонДАБА. - 2004. - С. 68- 74.
65. Мущанов В. Ф., Сивоконь Ю. В., Зубенко А. В. Особенности исследования закономерностей работы мембранных оболочек покрытий с большими вырезами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 10. - Рівне: УДУВГП. - 2003. - С. 144- 150.
66. Назаров А. А. Основы теории и методы расчёта пологих оболочек - Ленинград 1966г.
67. Немчинов Ю. И. Расчет пространственных конструкций (метод конечных элементов). – Киев: Будівельник, 1980. – 232 с.
68. Никонов Н. Н. Большепролетные покрытия Анализ и оценка: Учебное пособие. Издание второе, дополненное и переработанное. – М.; изд-во АСВ, 2000. - 400 с.
69. Образцов И. Ф., Савельев Л. М., Хазанов Х. С. Метод конечных элементов в задачах строительной механики летательных аппаратов. – М.: Высшая школа, 1985. – 392 с.
70. Оден Дж. Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред – М.: Мир, 1976. – 464 с.
71. Оден Дж. Определение больших деформаций упругих мембран методом конечных элементов // Большепролетные оболочки: Тр. Международного конгресса по проблемам взаимосвязи проектирования и возведения оболочек для производственных и общественных зданий с большими пролетами (Ленинград, 6-9 сентября, 1966 г.). – М.: Стройиздат, 1969. – Т. 1. – С. 643-650.
72. Ортега Дж., Рейнболдт В. Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений со многими неизвестными. – М.: Мир, 1975. – 558 с.
73. Павловский Р. Н., Іщенко С. О., Жданов О. І., Дегтярьов В. В. Визначення умов виникнення аеропружних коливань погано обтічних конструкцій у трубному експерименті // Вісник НАУ. – 2006. - №1(27). – С. 64-69.
74. Пашинский В. А. Представление атмосферных нагрузок в виде дифференцируемых случайных процессов / Строительная механика и расчет сооружений. - 1992. - №1. - С. 92-96.
75. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа - Киев: ВВП "Компас", 2001 - 448 с.
76. Поздеев А. А., Трусов П. В., Няшин Ю. И. Большие упругие деформации: теория, алгоритмы, приложения. – М.: Наука, 1986. – 345 с.
77. Поляков Л. П., Файнбурд В. М. Моделирование строительных конструкций: - Киев: Будівельник, 1975. - 144 с.
78. Постнов В. А., Хархурим В. Я. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкций. – Л.: Судостроение, 1974. – 342 с.
79. Пространственные конструкции зданий и сооружений покрытия результаты работы научно-технической конференции – Москва-Белгород, 1996 г.
80. Рекомендации по проектированию, возведению и эксплуатации мембранных покрытий - Киев-Макеевка: УкрНИИпроектстальконструкция, ДГАСА, 1997. - 56 с.
81. Ривлин Р. С. Большие упругие деформации // Реология / Под ред. Ф. Эйриха. – М.: Изд-во иностр. Лит. - 1962. С. 86-126.
82. Розин Л. А. Основы метода конечных элементов в теории упругости. – Л.: Изд-во ЛПИ, 1972. – 77 с.
83. Розин Л. А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. – М.: Стройиздат, 1977. – 128 с.
84. Самуль В. И. Основы теории упругости и пластичности - Москва "Высшая школа", 1982.
85. Сахаров О. С. Тензорні ряди в моментній схемі методу скінченних елементів // Опір матеріалів і теорія споруд. Наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА. - 2000. - Вип. 68. С. 122-129.
86. Сивоконь Ю. В., Мущанов В. Ф. Оптимизация мембранной оболочки на овальном плане // Науково-технічний збірник «Автомобільні дороги і дорожнє будівництво». Вип. 73. - Київ: НТУ. - 2006. - С. 284- 289.

87. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
88. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1985. – 79 с.
89. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия./ Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. -36 с.
90. Соболев С. Л. Алгоритм Шварца в теории упругости. – ДАН СССР, 1936, т. 4, № 1, с. 235-238.
91. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 347 с.
92. Тахтамышев А. Г., Невзорова Т. П., Мельников Н. П. Стальные конструкции: справочник конструктора. - Москва: Стройиздат, 1976. - 328 с.
93. Трусделл К. Первоначальный курс рациональной механики сплошных сред. - М.: Мир, 1975. – 592 с.
94. Филин А. П. Элементы теории оболочек – Ленинград, Стройиздат: Ленинградское отделение, 1975.
95. Фондер Г. Н., Клауф К. С. Явное добавление смещений тела как жесткого целого в криволинейных конечных элементах // Ракетная техника и космонавтика. – 1973, т. 11, № 10, С. 62-72.
96. Цыхановский В. К. Интегральный закон состояния нелинейно-упругих мягких оболочек. – Киев, 1981. – 50 с. (Рукопись деп. в УкрНИИНТИ 16.06.81, № 2832).
97. Шимановский А. В., Цыхановский В. К. Теория и расчет сильно нелинейных конструкций. – К.: ООО Издательство "Сталь", 2004.
98. Шлихтинг Г. Теория пограничного слоя. – М.: Наука, 1974. – 711с.
99. R.H. Barnard, Predicting dynamic wind loading on cantilevered canopy roof structures / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 85 (2000) 47}57.
100. Borri C., Biagini P.: Wind response of large roofs of stadions and arena. EACWE4 – Proceedings of the Fourth European & African Conference on Wind Engineering; ITAM AS CR, Prague, 11-15 July, 2005, pp. 18-20.
101. Blessmann J.: Wind action on hip roofs. EACWE4 - Proceedings of the Fourth European & African Conference on Wind Engineering; ITAM AS CR, Prague, 11-15 July, 2005, pp. 38-39.
102. Castro G, Levy MP. Analysis of the Georgia Dome Cable Roof. In: Proceedings of the Eighth Conference of Computing in Civil Engineering and Geographic Information Systems Symposium, ASCE, Dallas, TX, June 7–9, 1992.
103. Centro de InvestigacioH n de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, Reglamento CIRSOC 102: AccioH n del Viento sobre las Construcciones, Instituto Nacional de TecnologmH a Industrial, Buenos Aires, 1983.
104. Christiano P, Seeley GR, Stefan H. Transient wind loads on circular concave cable roof. J Struc Div ASCE 1974; 100(ST11):2323–41.
105. N. J. Cook. The designer's guide to wind loading of building structures, Part 1: Background, damage survey, wind data and structural classicizing. Building Research Establishment Report, London, 1985.
106. N. J. Cook, The designer's guide to wind loading of building structures, Part 2: Static structures, Building Research Establishment Report, London, 1990.
107. Comprehensive aerodynamic and study of Independence of Ukraine monument / I.M.Lebedich, M.P. Kondra, R.M. Pavlovskiy, a.o. // K.: Proc. Of the NAU. – 2003. - № 2 (17). – P. 100 – 104.
108. David K. Chapman, "Madejski Stadium, Reading, UK", J. of Structural Engineering International, 3/99 - pp.191-193.
109. Derec Wilson, "Alfred McAlpine Stadium, Huddersfield, UK", J. of Structural Engineering International, 3/99 - pp. 189-190.
110. Fuller R. B. Synergetics explorations in the geometry of thinking. London: Collier Macmillan Publishers; 1975.
111. J. D. Ginger, C. W. Letchford, Wind loads on planar canopy roofs, Part 2: uctuating pressure distributions and correlations, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 51 (1994) 353}370.
112. Y. V. Gorokhov and V. F. Mushchanov. "The new design concepts for large-span membrane roofs". J.Construct.Steel Res. Vol. 46, Nos. 1-3, pp. 335-336, paper number 191 - 1998.
113. Jóźwiak R., Kasprzyk J., Żuranski J.A. Wind tunnel tests of a cable supported roof of a stadium, 1999, pp.26-32.
114. Kasperski M.: A consistent model for the codification of wind loads on gable roofs. Proceedings of the Fourth European & African Conference on Wind Engineering; ITAM AS CR, Prague, 11-15 July, 2005, pp. 164-165.
115. Katsumura A., Tamura Y., Nakamura O.: Universal wind load distribution simultaneously reproducing maximum load effects in all subject members on large-span cantilevered roof. Proceedings of the Fourth European & African Conference on Wind Engineering; ITAM AS CR, Prague, 11-15 July, 2005, pp.168-169.
116. G. P. Killen, C. W. Letchford. A parametric study of wind loads on grandstand roofs / Engineering Structures 23 (2001) 725–735 - www.elsevier.com/locate/engstruct.
117. Lebedich I.M., Pavlovsky R.M., Zhdanov O.I.: Analysis of aerodynamic features of the over-stand roof in Dnepropetrovsk FC "Dnipro" stadium. // Metal Constructions. - 2007, Volume 13. - N2 - pp.65-78.
118. Marighetti J., Wittwer A., De Bortoli M., Natalini B., Paluch M and Natalini M.: Fluctuating and mean pressure measurements on a stadium covering in wind tunnel. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics volume 84, Issue 3, February 2000, pp. 321-328.
119. Massimiliano Lazzari, Renato V.Vitaliani, Massimo Majowiecki, Anna V. Saetta. Dynamic behavior of a tensegrity system subjected to follower wind loading / Computers and Structures 81 (2003)2199 –2217

www.elsevier.com/locate/compstruc.
120. V. P. Mugalev, Simulation of surface-layer velocity fields and their influence on wake, Wind Engineering into 21 st Century, Larsen, Larose & Livesey (eds), 1999 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 069 0.
121. Mushchanov V. F., Gorokhov Y. V. "The probabylystic-based design of membrane structures". Proceedings international congress ICSS-98 "Spatial structures in new and renovation projects of buildings and construction. Theory, investigations, design, erection". June 22-26, 1998, Moscow, Russia. Vol. 2. - pp. 656-663.
122. Mushchanov V. F. "Probability-based method of calculation and design for sheet structures". The ninth International conference "Metal structures" 26 - 30 June 1995, Krakow (Poland). Preliminary report. Vol. 2 - pp. 179-187.
123. Mushchanov V. F. "Probabilistic-optimum design of sheet structures". EUOREPAN WORKSHOP "Thin-walled steel structures" 25-27 September 1996, Wroclaw (Poland) - pp. 121-125.
124. Shimanovsky O. V., Karpilovsky V. S., Sichkarenko S. V. Software for computation of the structures, buildings and installations // Proceedings International Congress ICSS-98 "Spatial structures in new and renovation projects of buildings and construction: theory, investigations, design, erection". - Moscow, 1998. - V. I. - P. 200-207
125. Standards Australia. AS 1170.2, SAA Loading Code, Part 2: Wind Loads, 1989.
126. Teranath B. S. Wind and Earthquake Resistant Buildings Structural Analysis and Design. Marcee Dekker, Los Angeles, California, 2005, – p.882.
127. William M., "Redevelopment of Murrayfield Stadium, Edinburgh, UK", J. of Structural Engineering International, 3/99. - pp. 195-197.
128. Yuan X. F, Dong S. L. Nonlinear analysis and optimum design of cable domes. Engng Struct 2002; 24:965–77.
129. Zhifu Gu & Yan Li, Minghui Cheng, Wind loads on glass cladding of a tower building, Wind Engineering into 21 st Century, Larsen, Larose & Livesey (eds), 1999 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 069 0.
130. Zhu H., Smith D.A.: C-130 Tests on a Low-rise Gable Roof Building EACWE4 - Proceedings of the Fourth European & African Conference on Wind Engineering; ITAM AS CR, Prague, 11-15 July, 2005, pp. 354-355.
131. Żurański J. A.: Wpływ warunków klimatycznych i terenowych na obciązone wiatrem konstrukcje budowlane // Prace Naukowe ITB – Wydawnictwo ITB – Warszawa, 2006.
132. URL: http://www.pref.oita.jp
133. URL http://www.pref.niigata.jp/worldcup/
134. URL http://www.2002saitama.com/
135. URL http://www.wai.com/Structures/Fabric/shanghai.html
136. URL: http://www2.shizuokanet.ne.jp/worldcup

Приложение 1

Технические рекомендации и требования к конструированию и модернизации футбольных стадионов

Разработаны рабочей группой FIFA и UEFA:
Хорст Шмидт **- советник FIFA,**
Кит Купер **– директор по общественным связям FIFA,**
Уолтер Гагг **- технический директор FIFA,**
Эрни Ходок **- председатель комитета стадионов UEFA,**
Клаудио Негрони **– помощник отдела соревнований UEFA,**
Саверио Мандетта **– инженер-советник, член комитета Европейских Норм**

ВВЕДЕНИЕ

Новые правила техники безопасности, выпущенные FIFA и UEFA, направленные на улучшение средств обслуживания зрителей вызвали потребность в отношении строительства новых стадионов и реконструкции действующих.

Результатом этого изучения является сборник руководящих принципов в отношении строительства новых и реконструкции эксплуатируемых стадионов. Содержание правил не является обязательным, но служит рекомендациями, которые желательно принять во внимание при строительстве или реконструкции стадиона.

1. МЕСТОПОЛОЖЕНИЕ СТАДИОНА И ОРИЕНТАЦИЯ ИГРОВОГО ПОЛЯ

При строительстве нового стадиона особое внимание должно быть уделено ориентации игрового поля относительно солнца и преобладающих погодных условий. Существенно необходимым является тот факт, чтобы игроки и зрители были насколько представляется возможным защищенными от яркого света солнца.

При выборе участка строительства должно приниматься во внимание:

- наличие достаточного количества свободной площади, окружающей стадион, чтобы обеспечить любое будущее развитие стадиона,
- доступность выбранного участка для автострады или метро с целью упрощения прибытия и отъезда зрителей,
- соблюдение требований охраны окружающей среды.

2. ПРИВЛЕЧЕНИЕ НАСЕЛЕНИЯ

Рекомендуется, чтобы при планировании и строительстве нового стадиона или при модернизации существующего стадиона была обеспечена возможность создания комплексного центра отдыха для местного населения с созданием для этих целей мест встреч, ресторанов, залов игр, спортивных средств обслуживания, магазинов, офисов, и т.д.

3. ОБЩИЕ СТАНДАРТЫ БЕЗОПАСНОСТИ И КОМФОРТА В СОВРЕМЕННОМ СТАДИОНЕ

3.1. БЕЗОПАСНОСТЬ

Степень роскоши и комфорта, которой может обладать стадион, будет зависеть от финансирования, однако совершенно необходимым, независимо от финансирования, является выполнение обязательных требований, касающихся безопасности всех людей, пользующихся объектом: зрителей, игроков, должностные лиц или штата.

Даже прежде, чем начнется основное проектирование, должно быть абсолютно ясно каждому участнику планирования, проектирования и процесса строительства, что фактор человеческой безопасности будет превалирующим в рассмотрении проекта и при любых обстоятельствах не может быть отброшен или обойден любым способом с целью достижения других требований.

3.2. КОМФОРТ

Необходимо стремиться, чтобы в современном стадионе были обеспечены следующие средства обслуживания:

а) покрытие над трибунами для всех зрителей. Это особенно желательно в районах с холодным, влажным климатом, однако даже в тех областях, где сравнительно постоянный теплый и комфортный климат, тень, создаваемая покрытием, должна быть устроена над всеми зрителями.

Вероятно, что в 21-м столетии будет тенденция к созданию стадионов, которые будут полностью закрыты крышей, обеспечивая при этом нагрев арены при холодной погоде или обеспечение кондиционирования воздуха при высокой температуре снаружи. Серьезные надежды в прогрессе концепции растущей травы в закрытом помещении и, со временем, улучшающаяся технология изготовления искусственного торфа, делают реальным создание полностью закрытого стадиона с быстро открывающейся и закрывающейся крышей.

Каждый строит стадион не только с целью и потребностью остаться в памяти на следующие несколько лет, но и в надежде, что объект, который появится, будет удовлетворять возможным требованиям поколений, которые придут после. Те, кто построил Колизей, были провидцы, и, думается, не много найдется путей к усовершенствованию с тех пор. Возможно, пришло время начала революции в целом направлении.

б) Все зрители должны быть размещены на индивидуальных местах, прикрепленных к основанию, удобной формы с достаточно высокими спинками для обеспечения опоры (обязательная минимальная высота 30 см). Они должны быть пронумерованы, что сделает их легко опознаваемыми.

Должно иметься достаточно пространства для ног между рядами мест, чтобы гарантировать, что колени зрителей не касаются места (или зрителя) в переднем ряду и обеспечивать возможность относительно легкого для зрителей передвижения по рядам даже, когда они заполнены.

в) должен иметься свободный обзор игрового поля со всех мест.

В идеале, предпочтительно, если игровое поле не окружено широкой беговой дорожкой.

г) должно быть предусмотрено достаточное количество туалетных средств обслуживания для мужчин и женщин как внутри, так и вне стадиона. Эти удобства должны включать соответствующее оборудование для мытья, должны быть яркими, чистыми и свежими. Ужасные, темные, грубые пещеры прошлого не должны быть повторены.

Следует избегать пересечения потоков зрителей входящими и выходящих из туалетов (должен иметься "один путь" в виде системы доступа), или, по крайней мере, двери, которые являются достаточно широкими, чтобы обеспечить разделение прохода в "в" и "из" туалета.

д) число пунктов продажи продовольствия и напитков должно быть многочисленным, а сами пункты чистыми, привлекательными и легко достижимыми. Они не должны располагаться в любых местах, где очередь клиентов затруднила бы свободное движение потока других зрителей.

е) важное внимание должно быть уделено вопросу обслуживания общественных средств связи в пределах стадиона, посредством гигантских экранов табло, системы оповещения публики, и т.д.

Соответствующее количество общественных телефонов должно быть доступным внутри и вокруг стадиона.

ж) современный стадион должен обеспечить разумное количество общих услуг, общественных медицинских пунктов, мест отдыха, функциональных комнат и т.д. Они - важная часть потенциала дохода стадиона.

4. ТРАВА И ИГРОВОЕ ПОЛЕ

Игровое поле должно быть абсолютно гладким и ровным, должно иметь естественную траву, быть в отличном состоянии и иметь эффективную систему полива для использования при сухой погоде. В холодном климате игровое поле должно быть оборудовано системой нагрева, чтобы предотвратить его от замораживания в экстремальных зимних условиях.

Пока Законы Игры предусматривают максимальные и минимальные размеры для игровых полей, должно быть предусмотрено, что стадион должен обеспечить больший размер газона чем фактически требуется для игрового поля, чтобы учесть возможность его изменения время от времени на несколько метров в любом направлении. Для сохранения этого в памяти, рекомендуются следующие размеры.

а) рекомендуемый размер области травы и области игрового поля:

- область травы: длина - 120 м, ширина - 80 м;
- область игрового поля: для всех игр на высшем профессиональном уровне, рекомендуется, чтобы размеры были 105 х 68 м, для всех игр на заключительном первенстве Мирового Кубка FIFA и заключительных соревнованиях первенств федераций во всем мире, приемлемы только размеры 105 х 68 м.

б) для службы, обслуживающей траву:

Многие стадионы имеют траву от ограждения до ограждения, другие предпочитают иметь бетонную дорожку для обслуживания области травяного газона, облегчения движения в пределах игровой области транспортных средств обслуживания, санитарных машин, транспортных средств безопасности и т.д. Это - в значительной степени вопрос предпочтения и выбранный стиль будет зависеть от индивидуальных предпочтений каждого стадиона.

в) рекомендуемые минимальные расстояния от границ игрового поля до стены ограждения или рва: от точлайна - 6.0 м, от каждой цели-линии - 7.5 м.

г) границы:

Должно иметься минимальная ширина 1.5 м от края травы вне границ области игрового поля на стадионах, которые не могут соблюсти размеры, рекомендуемые выше.

д) дренаж:

Вся область игрового поля должна иметь систему дренажа, чтобы устранения невозможности игры из-за заливания водой.

е) дорожка:

Если имеется дорожка, окружающая область игрового поля, то в зоне, где она стыкуется с краем травы, дорожка должна иметь отметку (уровень), который не подвергает опасности игроков, судей на линии или любого другого человека, использующего дорожку.

ж) опасность для игроков и других лиц:

Ничто в области игрового поля или в ее непосредственной близости не должно составлять опасности для игроков или других, направляющихся в игровую область. Например, сетки ворот не должны быть подвешены посредством металлической конструкции (рамы) любого вида, а должны подвешиваться какими-либо другими приспособлениями, которые не представляют опасности. Если крепления любого вида используются для закрепления сетки к основанию, они не должны выступать над уровнем земли.

з) скамьи замен:

Должны иметься две скамьи, расположенные по обе стороны от центральной линии, параллельно боковой линии на минимальном расстоянии 5 м от игрового поля. Самая

близкая точка каждой скамьи должна быть по крайней мере в 5 м от точки, где центральная линия пересекает боковую. Обе скамьи должны быть равноудалены от боковой и центральной линий.

Каждая скамья должна быть способна разместить, по крайней мере, 10 людей, хотя этот число, вероятно, придется увеличить в соответствии с инструкциями проводимых соревнований. Скамьи должны быть размещены на уровне земли и должны быть защищены прозрачным навесом типа плексиглас для защиты от плохой погоды или ракет, брошенных зрителями. Места скамьи должны иметь спинки.

и) доступ:

Чрезвычайные транспортные обслуживающие средства, включая санитарные и пожарные машины, должны иметь доступ к области игрового поля.

5. ИСКЛЮЧЕНИЕ ЗРИТЕЛЕЙ ОТ ИГРОВОЙ ОБЛАСТИ

В идеале, игровая зона стадиона не должна быть окружена ограждениями безопасности или экранами, и хотя (а это должно быть признано, что могут иметься случаи и обстоятельства, в которых было бы неблагоразумно не обеспечивать такие меры против вторжения) имеются некоторые сомнения, но более цивилизованная и приятная атмосфера будет преобладать, когда не будет никаких неприглядных барьеров между зрителями и игровой областью.

Несмотря на то, что концепция безопасности уже принята, остается существенно необходимым, чтобы участники состязания были защищены от вторжения зрителей. Это может быть достигнуто любыми путями, например, использованием одной из следующих мер, или использованием их комбинации в зависимости от обстоятельств:

а) присутствие полиции и (или) персонала безопасности в (или около) игровой области.

б) конфигурация расположения, которая не предоставляет зрителям передних рядов из-за высоты арены возможности вторжения в игровую область.

в) рвы достаточной ширины или глубины, чтобы защитить игровую область. Должны существовать достаточно высокие барьеры, чтобы предотвратить опасность падения в ров, как со стороны зрителей, так и со стороны игрового поля.

Рвы не должны содержать воды, но должны иметь ограждения, или должны быть построены таким способом, чтобы предотвратить незаконное вторжение зрителей в игровую область.

Когда рвы будут построены, должно быть также учтена возможность их закрытия через некоторое время в будущем, если поведение зрителей будет заслуживать этого.

г) непреодолимые прозрачные экраны или непреодолимые заборы, которые могут быть установлены постоянно или прикреплены таким способом, что могут быть удалены всякий раз, когда чувствуется, что их использование не необходимо для данного специфического состязания.

Независимо от того, какая форма защиты против вторжения используется, она должна включать форму чрезвычайного спасения в игровую область для зрителей, и, несмотря на то, что они там обычно не пребывают, по авторитетному мнению специалистов в вопросах безопасности, сравнивая адекватные средства аварийной эвакуации (по направлению к полю или в сторону трибун), достаточно использовать игровую область для такой цели.

Тип защиты, принятой против вторжения, должен быть одобрен компетентными местными властями и не должен представить опасности для зрителей в случае паники или аварийной эвакуации.

6. ПРАВИЛА ДЛЯ РЕКЛАМЫ ВОКРУГ ИГРОВОЙ ОБЛАСТИ

При строительстве нового стадиона в расчет счет должен быть принять факт, что обзор зрителей не должен быть затруднен рекламными щитами, которые могут быть установлены вокруг области игрового поля, как записано здесь.

Минимальные расстояния между границами области игрового поля и рекламными щитами, которые обычно имеют максимальную высоту 90 см, должны быть:

- от боковой линии: 5.0 м,
- за линией ворот: 3.0 м,
- у углового флага: 3.5 м.

Ни в коем случае не должно быть рекламных щитов:

а) расположенных в местах, где они могли представлять опасность для игроков, должностных и других лиц.

б) установленных любым способом или иметь любой материал, который мог подвергать опасности игроков.

в) выполненных из какого-либо поверхностного материала, который мог бы отражать свет до такой степени, что это могло бы отвлекать игроков, рефери, или зрителей.

г) установленных каким-либо способом, который мог бы затруднить перемещение зрителей в случае аварийной эвакуации в игровую область.

7. РАЗДЕВАЛКИ КОМАНД, ТУАЛЕТ И ДУШЕВЫЕ

Доступ: должен иметься частный, представляющий собой защищенную область, на которой могут размещаться автобусы команды и с которой игроки могут входить в стадион благополучно, на удалении от публики.

Расположение: должен быть предоставлен прямой, защищенный доступ к игровой области, который недоступен публике и средствам информации.

Количество: по крайней мере 2 отдельные комнаты, но предпочтительно 4.

Минимальный размер: 100 м^2 каждая.

Раздевалки, туалет и душевые должны:

- хорошо проветриваться свежим воздухом и быть кондиционированы,
- иметь легко моющиеся полы и стены гигиенического материала,
- иметь нескользкие полы,
- быть ярко освещенными.

Каждая комната должна быть оборудована:

- 2 столами для массажа,
- скамьи, размещающие, по крайней мере, 20 людей,
- вешалки для одежды, средства для ее обслуживания, или шкафчики по крайней мере для 20 человек,
- холодильник,
- доска для демонстрации тактики,
- внешний и внутренний телефон.

ТУАЛЕТНЫЕ И САНИТАРНЫЕ СРЕДСТВА ОБСЛУЖИВАНИЯ ДЛЯ КАЖДОЙ КОМНАТЫ (МИНИМУМ):

Расположение: смежное и с прямым (отдельным) доступом из раздевалки,

10 душевых; 5 ванн с зеркалами; 1 ванна для ног; 1 слив для чистки бутс; 3 писсуара; 3 унитаза; 2 электрических пункта бритья; 2 сушилки для волос.

Необходимо, чтобы две основные раздевалки на стадионе имели одинаковые размеры, стиль и комфорт. Зачастую случается, что раздевалка команды-хозяина бесконечно превосходит то, что предоставляется команде гостей, и если это и может быть приемлемо на внутреннем футбольном уровне, то уменьшает возможность использования такого стадиона как нейтрального места встречи для проведения соревнования, в котором организаторы должны обеспечить обеим командам равные средства обслуживания.

8. РАЗДЕВАЛКА РЕФЕРИ, ТУАЛЕТ И ДУШЕВЫЕ

Расположение:

- отдельно от раздевалок команд, но рядом с ними,
- иметь прямой защищенный доступ к игровому полю,

- быть недоступно публике и средствам информации.

Минимальный размер: по крайней мере 24 м^2.

Раздевалка, туалет и душевые должны:

- хорошо проветриваться и быть кондиционированы,
- иметь легко - моющиеся полы и стены из гигиенического материала,
- иметь нескользкие полы,
- ярко освещаться.

Оборудование:

- вешалки для одежды, средства ее обслуживания, или шкафчики для четырех человек,
- 4 стула или скамья, размещающая четырех человек,
- стол,
- стол массажа,
- холодильник,
- доска для тактической демонстрации,
- внешний и внутренний телефон,
- телевизор.

ТУАЛЕТНЫЕ И САНИТАРНЫЕ СРЕДСТВА ОБСЛУЖИВАНИЯ (МИНИМУМ):

Расположение: смежное с раздевалкой и непосредственным (прямым) доступом из нее. 2 душа; 1 ванна с зеркалом; 1 писсуар; 1 унитаз; 1 электрический пункт бритья; 1 сушилка для волос; 1 слив для очистки ботинок.

9. МЕДИЦИНСКАЯ КОМНАТА ЭКСПЕРТИЗЫ ДЛЯ ИГРОКОВ И РЕФЕРИ

Расположение: как можно ближе к раздевалкам команд и игровому полю со свободным проходом к внешнему входу. Двери и коридоры, ведущие к этой комнате, должны быть достаточно широки, чтобы обеспечить доступ для носилок и инвалидных кресел.

Минимальный размер: 24 м^2.

Оборудование:

- кушетка для осмотра,
- 2 портативных носилок,
- ванна (горячая вода),
- низкий бассейн для ног (горячая вода),
- стеклянный шкаф для лекарств
- стол для обработки (лечения),
- кислородный баллон с маской,
- прибор для измерения давления крови,
- нагревательный аппарат (горячая плита) для инструментов,
- внешний и внутренний телефон.

10. КОМНАТА ДЕЛЕГАТА МАТЧА

Положение: рядом с раздевалками команд и раздевалкой рефери.

Минимальный размер: 16 м^2.

Оборудование:

- парта или стол,
- 3 стула,
- шкафчик одежды,
- внешний и внутренний телефон,
- туалет с умывальником и зеркалом,
- телевизор.

11. КОМНАТА ДЛЯ ДОПИНГ-ТЕСТА

Каждый стадион должен иметь одну комнату для проверки на допинг со смежной зоной или комнатой для ожидания, и рабочей комнатой.

Рабочая комната:

Расположение: около раздевалок команд, недоступное публике и средствам информации.

Минимальный размер: 16 м^2.

Комната для проверки на допинг, зона (или комната) ожидания и туалет должны:

- хорошо проветриваться и быть кондиционированы,
- иметь легко - моющиеся полы и стены из гигиенического материала,
- иметь нескользкие полы,
- ярко освещаться.

Оборудование:

- стол,
- 2 стула,
- ванна и зеркало,
- внешний и внутренний телефон,
- кабинет с замком

ТУАЛЕТНЫЕ И САНИТАРНЫЕ СРЕДСТВА ОБСЛУЖИВАНИЯ:

Положение: непосредственно с прямым доступом к рабочей комнате.

Оборудование:

- унитаз,
- ванна и зеркало
- душ,

комната ожидания:

- *Минимальный размер*: 16 м^2.
- Расположение: непосредственно следом за рабочей комнатой,

Оборудование:

- достаточное размещение для восьми людей
- вешалки или шкафчики для четырех людей, средства обслуживания для одежды
- холодильник,
- телевизор.

12. ОБЛАСТИ ДЛЯ РАЗМИНКИ

Расположение: близко к раздевалкам.

Минимальный размер: 100 м^2.

Каждая команда должна иметь область для разминки, которая может быть в закрытом помещении или на открытом воздухе (обеспечить обособленность и изолированность). Эти области должны иметь травяной покров (искусственный для закрытого помещения) и должны быть окружено плоскими стенами без выступов. Внутренние области должны быть проветриваемы свежим воздухом, оборудованы кондиционерами, ярко освещены лампами, защищенными от повреждений мячом.

13. ДОСТУП ОТ РАЗДЕВАЛОК ДО ИГРОВОГО ПОЛЯ

Идеально, если каждая из раздевалок команд и раздевалка рефери будут иметь собственный коридор для доступа к игровому полю. Эти коридоры могут соединяться около выхода к игровой области. Если есть только один коридор, он должен быть достаточно широким, чтобы иметь возможность быть разделенным барьером и гарантировать разделение команд при входе или выходе с поля.

Точка, где игроки и рефери входят в игровую область, должна идеально быть на центральной линии и на той же самой стороне, где ложа ОЧЕНЬ ВАЖНОГО ЛИЦА, трибуна прессы и административные офисы. Она должна быть защищена посредством

несгораемого телескопического туннеля, простирающегося в игровую область достаточно далеко, чтобы предотвратить риск травмы участникам состязания, вызванным ракетами, брошенными зрителями. Такие телескопические туннели должны иметь возможность к продлению, или закрываться в тот момент, когда игрок входит или оставляет область, для того, чтобы укрыть его. Альтернативно, и предпочтительно, если вход в игровую область осуществляется через подземный туннель, проем которого расположен на достаточно безопасном расстоянии от зрителей.

Не должно иметься никакой возможности вмешательства публики или средств информации в любой точке этих коридоров или туннелях безопасности.

14. ОБЩЕСТВЕННЫЙ ДОСТУП И ВЫХОД

В идеальном случае, современный стадион должен быть окружен по внешнему периметру оградой, расположенной на некотором расстоянии от стадиона. В этой внешней ограде первые проверки билетов и, где необходимо, будут проводиться и личные досмотры. Вторые проверки будут сделаны на входах в стадион. Должно иметься достаточно места между внешней оградой по периметру и турникетами стадиона, чтобы организовать свободное движение зрителей без давки.

Профилактические меры должны быть приняты, во избежание давки в общественных входах. Это может быть достигнуто системой барьеров, предназначенных, чтобы направить зрителей индивидуально к точкам входа. Общественные удобства типа туалетов, баров отдыха и т.д., внутри и вне стадиона, не должны располагаться близко к турникетам или к маршрутам выхода и входа.

Все общественные входы должны использоваться только с целью входа и не должны использоваться одновременно для выхода. Точно так же все общественные выходы должны использоваться только для целей выхода и никогда не должны использоваться одновременно как входы. В каждом случае, включая случай паники, должна быть возможность полностью эвакуировать стадион за минимальное время, согласованное с местными службами безопасности.

15. ОБЛАСТЬ ЗРИТЕЛЯ

ВМЕСТИМОСТЬ:

Вместимость каждого стадиона будет, конечно, зависеть от потребностей местного масштаба, но должно быть учтено, что, если стадион будет использоваться для главных футбольных событий, вместимость 30,000 и выше быть обеспечена.

РАЗМЕЩЕНИЕ:

Все зрители должны быть размещены на пронумерованных индивидуальных, удобно оформленных сиденьях, прикрепленных к конструкциям трибун, со спинками с минимальной обязательной высотой 30 см. Скамьи не приемлемы. Стоячие трибуны не должны применяться. Не должно иметься препятствий, мешающих обзору любой части игрового поля с каждого места, имея в виду, что рекламные щиты, как предписано пунктом 6, могут быть установлены вокруг поля.

СЕКТОРА:

Стадион должен быть разделен, по крайней мере, на четыре отдельных сектора, каждый с собственными входами, местами отдыха, туалетами и другими необходимыми услугами.

Каждый из этих секторов может, в свою очередь, быть разделен на меньшие области. Должно быть возможным, когда это необходимо, предотвратить возможность перемещения зрителей от одного сектора, или подсектора, что должно быть частью эвакуационного процесса стадиона. Каждый сектор должен иметь собственные общественные туалеты (для мужчин и женщин), включая туалеты для инвалидов, средства медицинского обслуживания и скорой помощи.

Конструкция барьеров, которые могут использоваться, чтобы разделить сектора - дело каждого управления стадиона, но необходимо учитывать, что огромные, непреодолимые заборы уродливы и оставляют отрицательное впечатление для зрителей.

БЕЗОПАСНОСТЬ:

Все части стадиона, включая входы, выходы, лестницы, двери, проходы, крыши, все общественные и частные зоны, и места, и т.д., должны соответствовать требованиям безопасности соответствующей местной власти.

16. ПОЧЕТНАЯ ТРИБУНА

РАСПОЛОЖЕНИЕ: в центре главной трибуны в приподнятом положении выше игровой области, отделенной от других общих трибун.

ДОСТУП: почетная трибуна должна иметь свой собственный отдельный вход снаружи, отделенный от общих пунктов входа.

МЕСТА:

Индивидуально пронумерованные, хорошего качества откидные места, закрытые крышей и обеспечивающие хороший, полного вида обзор игровой области. Также необходимо соответствующее расстояние для ног между рядами.

ВМЕСТИМОСТЬ:

Требования отличаются от соревнования к соревнованию, но хороший, современный стадион должен обеспечить трибуны для почетных гостей вместимостью, по крайней мере, на 300 человек, с возможностью значительного увеличения этого числа для крупных событий.

ОБЛАСТЬ ПРИЕМА:

Должны быть обеспечены постоянным завтраком зрители трибуны с зоной подготовки, расположенной непосредственно рядом с трибуной.

Прямой отдельный доступ к почетной трибуне.

Достаточное число туалетов (мужских и женских).

Телевизионные пункты.

Внешние и внутренние телефоны.

17. ЗРИТЕЛИ С ФИЗИЧЕСКИМИ НЕДОСТАТКАМИ.

Соответствующие условия должны быть сделаны на всех стадионах, чтобы благополучно и удобной разместить зрителей с повреждениями, включая условие хорошего обзора и скаты для инвалидных кресел, туалеты и поддерживающие услуги. Это должно быть возможно для людей с недостатками, включая людей в инвалидных креслах, которые должны иметь право входа на стадион (в их положении) без неудобного личного досмотра. Зрители-инвалиды не должны быть расположены в какой-либо позиции в пределах стадиона, где их неспособность двигаться быстро представила бы опасность другим зрителям в случае критической ситуации.

18. ОБСЛУЖИВАНИЕ СРЕДСТВ ИНФОРМАЦИИ

Необходимо учитывать тот факт, обслуживание средств информации очень изменяется в зависимости от типа соревнований. Принимая во внимание, что несколько дюжин столов для национального первенства удовлетворят запросы, в зависимости от клуба и освещения в печати, доступного в регионе, требования к рабочему пространству увеличатся в случае международных соревнований.

Если требования к числу мест - большие, то обычные места для зрителя должны быть преобразованы в места для прессы и телевизионных репортеров. Обычно линия рабочих столов должна быть построена рядами мест, таким образом, каждый второй ряд используется для сидения. Сиденья средств информации должны быть расположены около главной рабочей зоны средств информации. Нужно помнить, что соревнования,

вызывающие большой интерес средств информации требуют многочисленных телефонных установок.

Рабочая область для представителей средств информации должна быть под покрытием и расположена на той же самой стороне трибун, где раздевалки команд. В случае, если представители средств информации должны пересечь стадион от одной стороны к другой, чтобы посетить послематчевую пресс-конференцию, должен быть ясно обозначен определенный для этой цели маршрут.

Представители средств информации должны быть размещены на местах с очень хорошим обзором. В соответствии с современными методами средств информации для главных соревнований, "смешанная зона" для послематчевых интервью, в которых отобранные представители средств информации могут говорить с игроками и должностными лицами команды, когда они проходят из раздевалок к выходу, должна быть расположена в удобной области, смежной с раздевалками. Размеры «смешанной зоны», которая не должна быть специально построена, но может быть приспособлена на существующем доступном месте, должны определяться возможностями средств информации в зависимости числа журналистов, которым будет разрешен доступ.

19. ТЕЛЕВИЗИОННАЯ ИНФРАСТРУКТУРА И ОСВЕЩЕНИЕ

Приведенные ниже требования отражают текущие стандарты, которые предъявляются к стадионам при проведении Мировых Кубков и Европейских Первенств, как раз печатаются - однако, точные значения мощностей и их количество будут в каждом случае быть определяться совместно организаторами, средствами информации и радиовещательными организациями. Особенная гибкость требуется в области телевидения, для того чтобы применить недавно появившиеся технологии и сделать максимальным охват. Дается описание позиций телевизионных камер и микрофонов. Что касается требований к освещению, они изменяются в соответствии с техническим развитием (например, требования HDTV - телевидение высокой разрешающей способности). В случае строительства нового стадиона было бы желательным проконсультироваться с ведущей телевизионной компанией или соответствующим континентальным телевизионным консорциумом (например, EBU для Европы, OTI для Америки и т.д.).

Многие конструкции будут временными (такие, как места для радио- и телевизионных комментаторов) которые, в зависимости от важности игры, будут установлены на короткое время и затем демонтированы. Существенной является необходимость предусмотреть свободный проход к этим областям и от них и соответствующую подводку электричества.

19.1. МНОГОСТОРОННИЙ ОХВАТ

Расположение камер

а) всё расположение камер подчинено объединенному соглашению между организаторами и телерадиовещательными властями. Внимание должно быть уделено возможности расположения камер таким образом, чтобы им не препятствовала публика. Главные камеры на центральной трибуне или на террасах должны быть расположены на полпути между центральной линией и линией конца поля под углом 27°...35° по отношению к горизонту, а те, что в центре поля - под углом 15...20° к горизонту. Если не возможно установить камеры точно в указанных позициях, то они должны быть размещены как можно ближе к точке в пределах сектора, сформированного этими двумя линиями. Эти камеры должны быть защищены от солнца, давая беспрепятственное, целостное представление игровой поверхности. Позиции комментаторов должны быть расположены на той же самой стороне трибун. Для каждой камеры необходимо место приблизительно 2 х 3 м.

б) камеры ворот (одна за каждыми воротами) располагаются на продольной оси штрафной площадке на высоте, которая позволяет видеть одиннадцатиметровую отметку с

точки, расположенной выше перекладины ворот. Угол линии вида к горизонту должен составлять 12°...15°, и для каждой камеры требуется место 2 х 3 м.

в) переносные камеры портативного типа, число которых будет составлять 3...6 в зависимости от важности соревнования, позволяют движение по кромке поля и в области позади ворот.

г) принимая во внимание прогресс в телевизионном показе футбола, возможны дополнительные позиции камер, которые после обсуждения могут быть установлены, включая обратные угловые камеры, и камеры, установленные по линии границы штрафной площадки.

Позиции микрофонов:

Необходимо расположение на трибунах и по кромке поля, за исключением скамей запасных, чтобы гарантировать, что атмосфера на стадионе будет передана телезрителям и радиослушателям.

19.2. ОДНОСТОРОННИЙ ПОКАЗ

Расположение комментатора.

Позиция комментатора включает три расположенных рядом места и достаточно большой стол, необходимый для размещения оборудования, телефонов и рабочих бумаг (газет). Направленный свет должен быть предусмотрен для вечерних матчей. Каждая место должно быть отделено от других мест пластмассовым экраном или проходом.

Вообще, для открытых стадионов должно быть построено временное покрытие для защиты комментаторов и техническое оборудование.

Зона комментаторов должна быть расположена на той же самой стороне, что и главные камеры, по возможности максимально близко к центру поля с беспрепятственным обзором поля, свободным проходом к другим рабочим средствам обслуживания и быть отделенными от публики.

Расположение камер.

Расположение камер при установке электронных камер одностороннего охвата, связанного с матчами, должно быть обеспечено следующим образом:

Для каждой камеры одностороннего охвата на главных трибунах и позади ворот, должна быть обеспечена подача международного звука.

а) платформы

Рядом с камерами многостороннего охвата необходимо обеспечить место размером приблизительно 2 х 3 м. Количество таких мест должно быть определено для различных раундов соревнований в обсуждениях между организаторами и журналистами.

б) другое пространство для камер

Уровень земли:

Точное количество мест с обозначенными и отдельными секторами за рекламными щитами, за каждыми воротами размером приблизительно 2 х 2 м на каждую камеру, должно быть определено между организаторами и журналистами.

Зоны радиовещания на трибунах:

Удаленные позиции могут быть расположены рядом или позади зоны комментаторов, как определено соглашением между организаторами и журналистами. Места для радиокомментаторов должны также располагаться в этом секторе.

Области поля:

По возможности расположение будет обеспечиваться в указанных местах около входа игроков на поле. Распределение и использование этого места должно быть подчинено инструкциям.

19.3. ОСВЕЩЕНИЕ

Для матчей, которые играются вечером, вся поверхность игрового поля должна быть равномерно освещена с минимальным средним уровнем освещения 1200 люкс.

Кроме того, пожарное освещение должно также быть обеспечено в случае поломок (обесточивания), которое гарантировало бы, по крайней мере, две трети вышеупомянутого уровня освещенности игрового поля.

20. УКАЗАТЕЛИ И УКАЗАНИЯ НА БИЛЕТАХ

Ясные, всесторонние указатели нужно располагать на подходах к стадиону, вокруг стадиона, для указания маршрутов к различным секторам. Билеты должны ясно идентифицировать положение места. Информация на билетах должна соответствовать информации на указателях, как внутри, так и снаружи стадиона. Кодирующий цвет билетов поможет процессу входа, и сохраненные обрывки билета должны содержать информацию, которая будет необходима зрителям, как только они попадут внутрь. Крупномасштабные настенные схемы, понятные людям, которые не знают местного языка, должны быть предусмотрены руководством для зрителей.

Для создания удобств при посещении зрителей каждый сектор стадиона должен иметь информационный стенд, расположенный на внешней зоне.

21. ОБЛАСТИ СТОЯНКИ

Полиция, пожарные и скорая помощь, зрители-инвалиды

Стоянка для автомобилей, расположенная непосредственно рядом или в пределах стадиона, должна предусматривать места для полицейских транспортных средств, пожарных команд, санитарных машин и других транспортных средств для чрезвычайных услуг, а также транспорта для зрителей-инвалидов. Эти места стоянки должны быть расположены таким образом, чтобы они обеспечивались прямым, неограниченным подъездом и отъездом от стадиона на необходимом отдалении от маршрутов общего доступа.

Команды, рефери и административные должностные лица

Места стоянки, по крайней мере, для:

2-х автобусов,

10-ти автомобилей

должны быть доступны непосредственно из раздевалок, изолированными от публики, и, предпочтительно, быть расположенными внутри стадиона. Игроки и должностные лица матча должны иметь возможность выйти из транспорта и непосредственно войти в свои раздевалки без контакта с публикой.

ПОЧЕТНЫЕ ЛИЦА:

Около входа для ПОЧЕТНЫХ ЛИЦ должно иметься достаточно мест стоянки для автобусов и автомобилей, используемых ПОЧЕТНЫМИ ЛИЦАМИ, отделенных от общественных автостоянок. Предпочтительно, чтобы эти транспортные средства могли быть припаркованы внутри стадиона.

СРЕДСТВА ИНФОРМАЦИИ:

Автомобильную стоянку, отдельную от общественной стоянки, необходимо обеспечить как можно ближе к рабочей зоне всех представителей средств информации. Важно обеспечить специальную стоянку для многочисленных автомобилей в виде тяжелых транспортных средств, используемых радио и телевидением, поближе к рабочей области средств информации.

ШТАТ УСЛУГ СТАДИОНА:

Достаточное мест стоянок должно быть предусмотрено для транспортных средств, используемых штатом, занятым в предоставлении услуг (например, безопасность и персонал безопасности, швейцары, стюарды, поставщики провизии, и т.д.).

ПУБЛИКА:

Идеально, если все места стоянки будут на участке, предоставляющем зрителям прямой вход на стадион, и защищенном от вторжения посторонними людьми. Различные

автостоянки вокруг стадиона должны быть обозначены в соответствии с секторами стадиона.

Вообще, для стадиона вместимостью 60000 тыс. зрителей должны быть предусмотрены места стоянки для 10000 тыс. автомобилей. Отдельные места стоянки для автобусов нужно обеспечить из расчета, например для стадиона с 60000 тыс. вместимостью, приблизительно для 500 автобусов.

Необходимо, также, гарантировать, что есть возможность быстрого и гладкоплавного выезда из автостоянок, и обеспечиваются прямые маршруты к самым близким автострадам.

Должна быть обеспечена возможность раздельного расположения автостоянок для автомобилей и парковки автобусов для сторонников обеих команд.

Все автостоянки должны быть ярко освещены.

Если размещение общественной стоянки в соответствии с выше приведенными требованиями невозможно, стоянку нужно обеспечить, в принципе, никак не далее, чем 1500 м от стадиона.

22. ОСВЕЩЕНИЕ, ЭЛЕКТРОПИТАНИЕ

Электропитание дублера должно быть обеспечено в случае отказа мощосновных мощностей для того, чтобы все публичные зоны сохранили приемлемо безопасный стандарт освещения, при котором соревнование может продолжаться, а телевизионный показ может продолжаться без перерыва.

23. КОММУНИКАЦИИ

ТЕЛЕФОННАЯ СТАНЦИЯ:

Стадион должен иметь центральную телефонную станцию, оборудованную средствами записи на пленку для поступающих вопросов.

ОФИЦИАЛЬНЫЕ ТЕЛЕФОНЫ:

Телефоны нужно обеспечить в следующих точках:

а) раздевалки команд,
б) раздевалка рефери,
в) комната делегата матча,
г) комната для проведения допинг-теста,
д) комната медицинской экспертизы,
е) диспетчерская полиции,
ж) диспетчерская стюардов,
з) комната диктора объявлений по стадиону,
и) комнаты скорой помощи,
к) зоны почетных лиц,
л) административные офисы,
м) билетные кассы,
н) зона контроля матча между скамьями замен,
о) рабочие зоны представителей средств информации.

Эти различные телефоны должны быть объединены в сеть и список телефонных номеров должен быть доступен в каждой точке.

ОБЩЕСТВЕННЫЕ ТЕЛЕФОНЫ:

Все сектора стадиона должны быть оборудованы соответствующим количеством телефонов для использования публикой.

РАДИОТЕЛЕФОНЫ:

Радиотелефоны должны быть доступны для использования организаторами соревнований, администрацией стадиона, полицией, безопасностью, медицинской и пожарной службами и т.д.

24. СИСТЕМА ОПОВЕЩЕНИЯ ПУБЛИКИ

Стадион должен иметь систему громкоговорителей, которая слышна и понятна абсолютно во всех областях присутствия зрителей, внутри и снаружи стадиона, и в игровой области. Система должна иметь возможность направляться на индивидуальные области стадиона и, конечно, должна быть способна к воспроизведению музыки и к другим формам развлечения.

Командир полиции должен иметь устройство для отключения общественной радиопередачи. Система громкоговорителя должна иметь электропитание дублера, чтобы гарантировать его использование в случае непредвиденного отказа мощности.

Комната диктора объявлений по стадиону должна быть расположена непосредственно рядом с постом полицейской команды и должна иметь полный обзор всего стадиона.

25. ЭЛЕКТРОННЫЕ ТАБЛО

Электронные табло или видео-матричные экраны, где они существуют, должны иметь возможность использоваться для объявлений, касающихся безопасности зрителей. Оператор табло должен располагаться рядом с постом полицейской команды и должен иметь полный обзор всего стадиона.

Вероятно, наиболее эффективное средство связи со зрителями - при помощи сообщений на табло. Дополнительно, конечно, табло снабжают обзорными данными, интересными для зрителей.

26. ВНУТРЕННЕЕ ТЕЛЕВИДЕНИЕ НАБЛЮДЕНИЯ

Стадион должен быть оборудован внутри и извне камерами наблюдения, цветными или черно-белыми, какие представляются наиболее подходящими, расположенными в установленных местах с крышкой и поворотными устройствами.

Дополнительно, должны иметься ручные камеры. Эти камеры должны контролировать подходы ко всему стадиону и все общественные области внутри и извне стадиона.

Телевизионная система наблюдения должна иметь собственное независимое электропитание и управление, управляться и контролироваться с полицейского командного поста, где должны располагаться экраны монитора, и возможность фотографирования внутри и вне стадиона.

27. КОМАНДНЫЙ ПОЛИЦЕЙСКИЙ ПОСТ И ДРУГИЕ СРЕДСТВА ОБСЛУЖИВАНИЯ

Стадион должен иметь командный полицейский пост, который имеет полный обзор внутренней части стадиона, должен быть оборудован общественными средствами связи и телевизионными экранами мониторов наблюдения.

Полицейский командир должен иметь возможность прерывать действие системы оповещения публики всякий раз, когда это необходимо.

Система, в соответствии с которой происходит арест, задержание и предъявление обвинительного акта обидчику может отличиться в зависимости от страны или даже города, так что проектировщики стадиона должны консультироваться с местными гражданскими и полицейскими властями, чтобы определить, необходимо ли включать в пределы средств обслуживания стадиона полицейские комнаты для осмотра, комнаты для предъявления обвинения, мужские и женские изоляторы для задержанных, и т.д.

28. ПРОДАЖА БИЛЕТОВ

В соответствии с местными традициями, стадион может быть оборудован необходимым количеством пунктов продажи билетов, расположенных по периметру.

29. ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ ПОЖАРА

Средства борьбы с огнем, доступные в пределах стадиона и общие меры предосторожности против пожара, которые должны соблюдаться во всех частях стадиона, должны быть согласованы с местными пожарными властями.

30. НАДЕЖНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ

Каждый фрагмент конструкции стадиона должен быть одобрен и сертифицирован местными строительными службами и службами безопасности. Известно, что строительные стандарты, требования надежности и рекомендации изменяются от страны к стране, но абсолютно необходимо, чтобы, в пределах существующих в стране норм применялись наиболее строгие требования безопасности.

31. ФЛАГШТОКИ

Стадион должен быть оборудован, по крайней мере, пятью флагштоками или, альтернативно, должен иметь приспособления, чтобы показать, по крайней мере, пять флагов другими подходящими средствами.

32. ВЕРТОЛЕТНАЯ СТАНЦИЯ

Должна иметься достаточно большая и чистая область вокруг стадиона, которая может служить в качестве вертолетной площадки.

33. КОМНАТЫ СКОРОЙ ПОМОЩИ ДЛЯ ПУБЛИКИ

Каждый стадион должен быть оборудован комнатой скорой помощи или комнатами, чтобы позаботиться о зрителях, нуждающихся в медицинской помощи.

Количество, размеры и местоположение этих комнат должны быть согласованы путем консультации с местными органами здравоохранения.

В общем, комнаты скорой помощи должны:

а) быть расположено в местах, которые дают возможность свободного прохода как внутрь, так и наружу стадиона зрителям и неотложным транспортным средствам,

б) имеют двери и проходы, ведущие к ним, которые являются достаточно широкими, чтобы обеспечить доступ для носилок или инвалидного кресла,

в) имеют яркое освещение, хорошую вентиляцию, отопление, электрические розетки, горячую и холодную воду, питьевую воду и туалеты для мужчин и женщин,

г) имеют стены и пол, выполненные из не скользкого, гладкого и легко моющегося материала,

д) имеют площади для складирования носилок, одеял, подушек и материалов скорой помощи.

е) имеют телефоны, обеспечивающие внутреннюю и внешнюю связь.

ж) быть ясно обозначенными как внутри, так и снаружи стадиона.

Приложение 2

Результаты экспериментальных исследований моделей покрытий на действие ветровой нагрузки

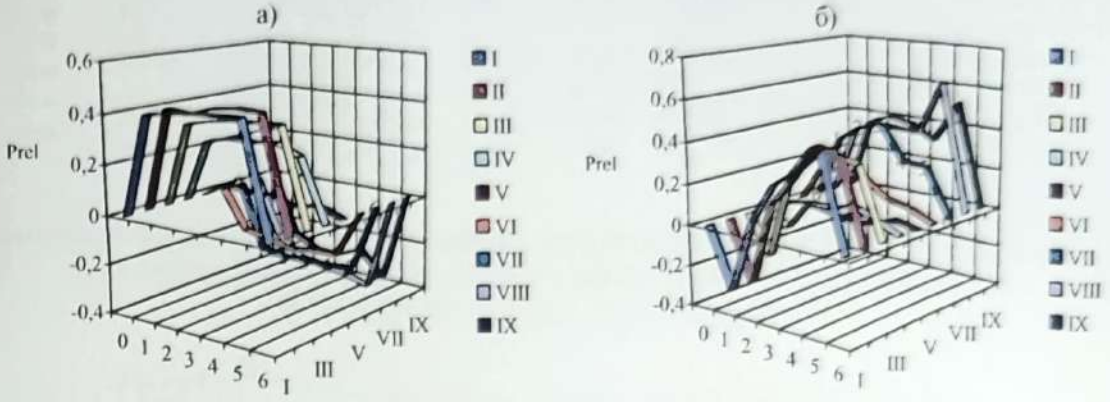


Рис. П2.1. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 0°

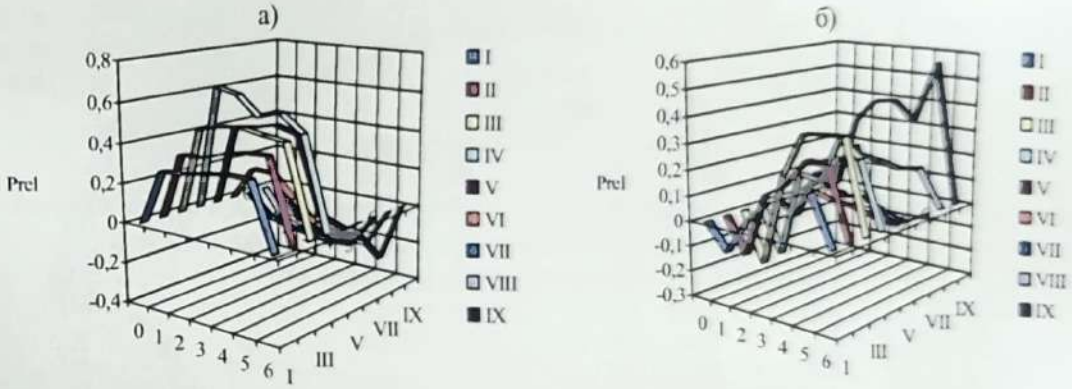


Рис. П2.2. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 45°

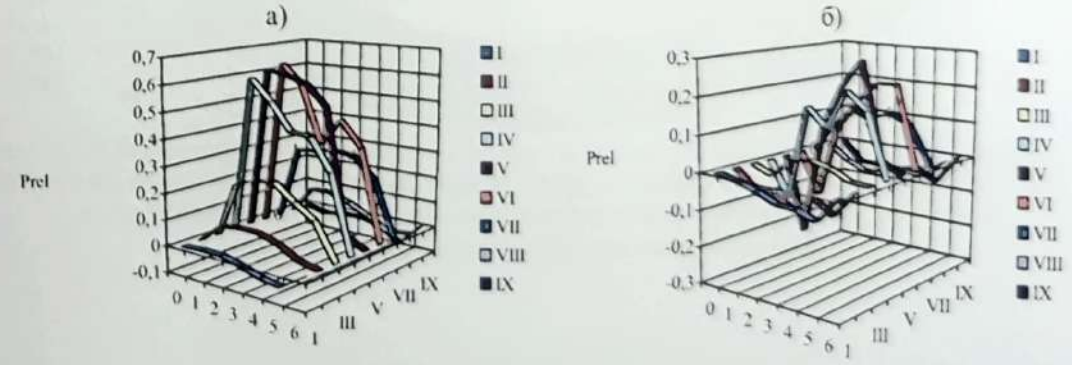


Рис. П2.3. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 90°

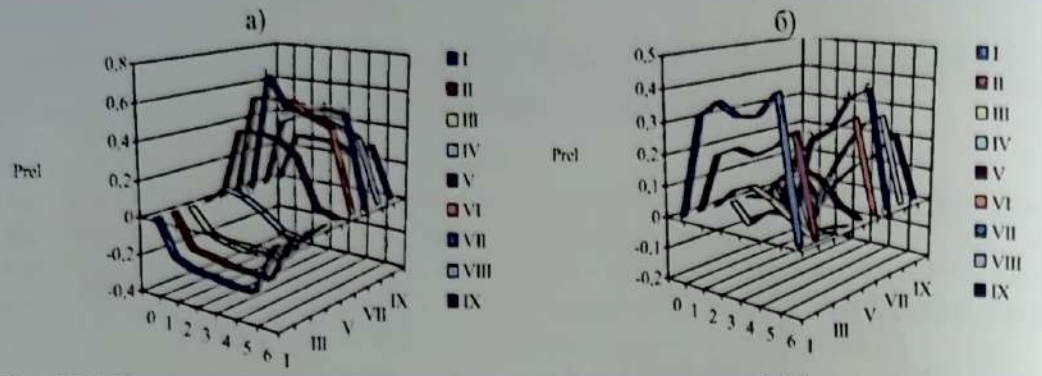


Рис. П2.4. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 135°

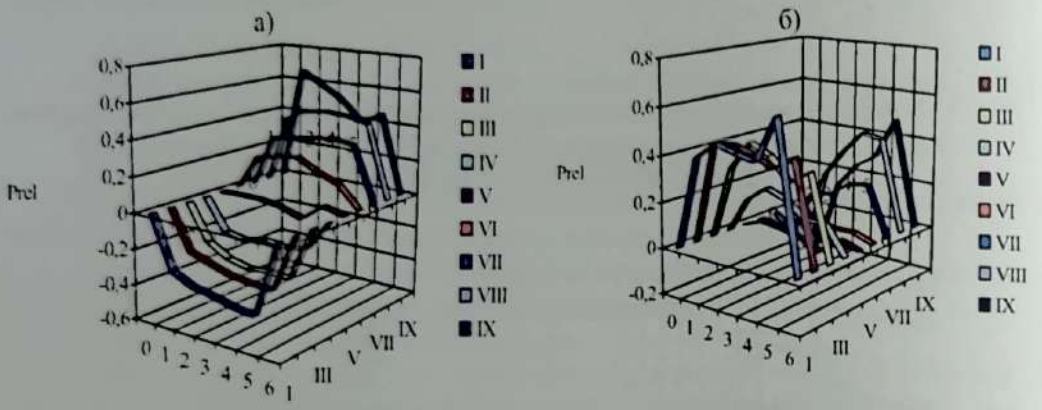


Рис. П2.5. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 180°

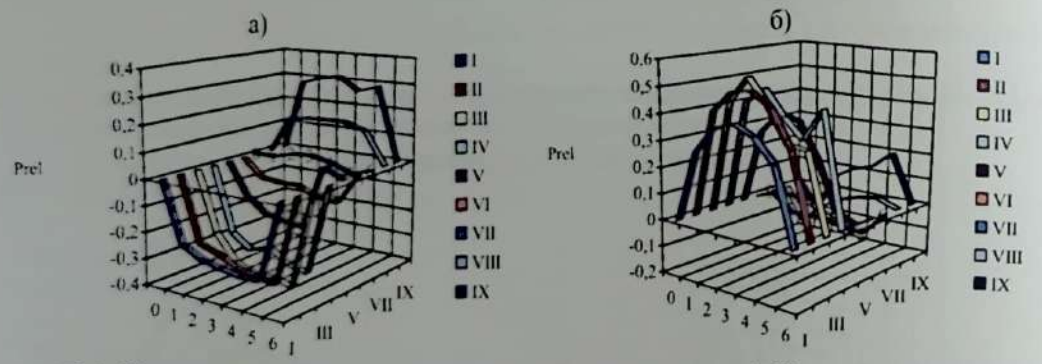


Рис. П2.6. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 225°

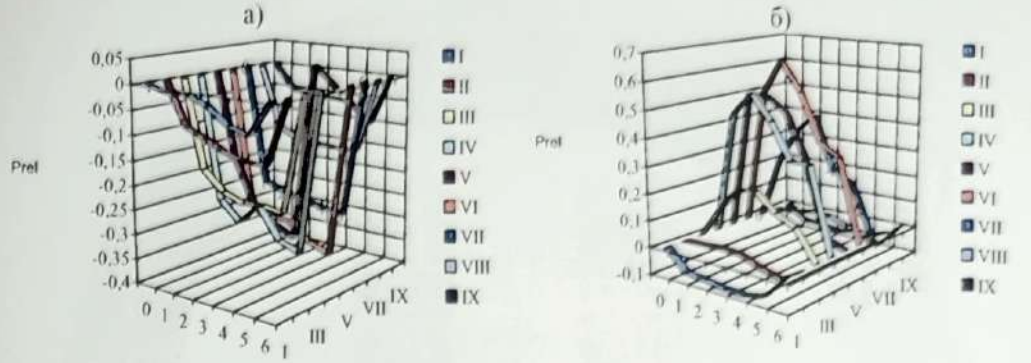


Рис. П2.7. Характер изменения относительного давления в сечениях I-IX в точках измерения 0-6: а – давление измеряли на верхней поверхности; б – на нижней поверхности. Выпуклая оболочка, угол наплыва воздуха 270°

Изополя аэродинамических коэффициентов и относительных давлений для верхней поверхности оболочки

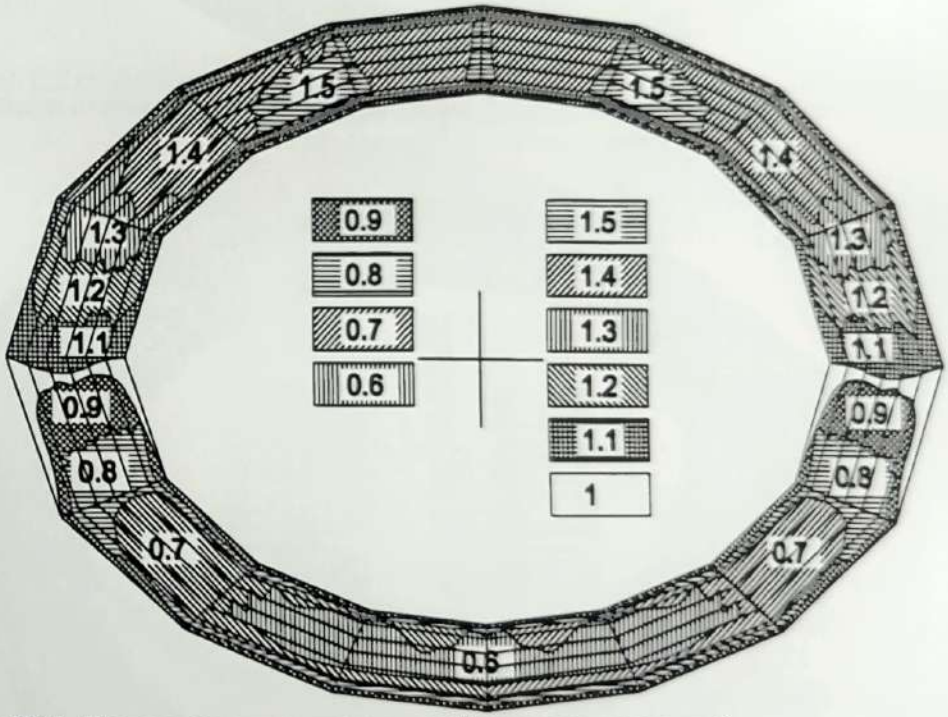


Рис.П2.8. Изополя аэродинамических коэффициентов для верхней поверхности покрытия при угле вдоль малой оси 0°

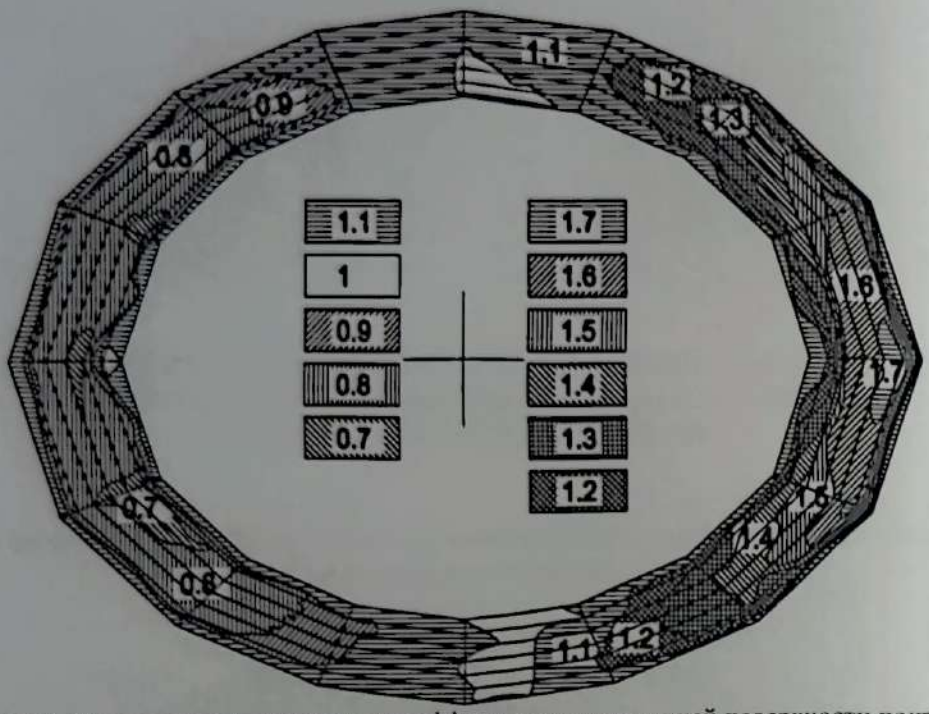


Рис. П2.9. Изополя аэродинамических коэффициентов для верхней поверхности покрытия при угле атаки вдоль большой оси 90°

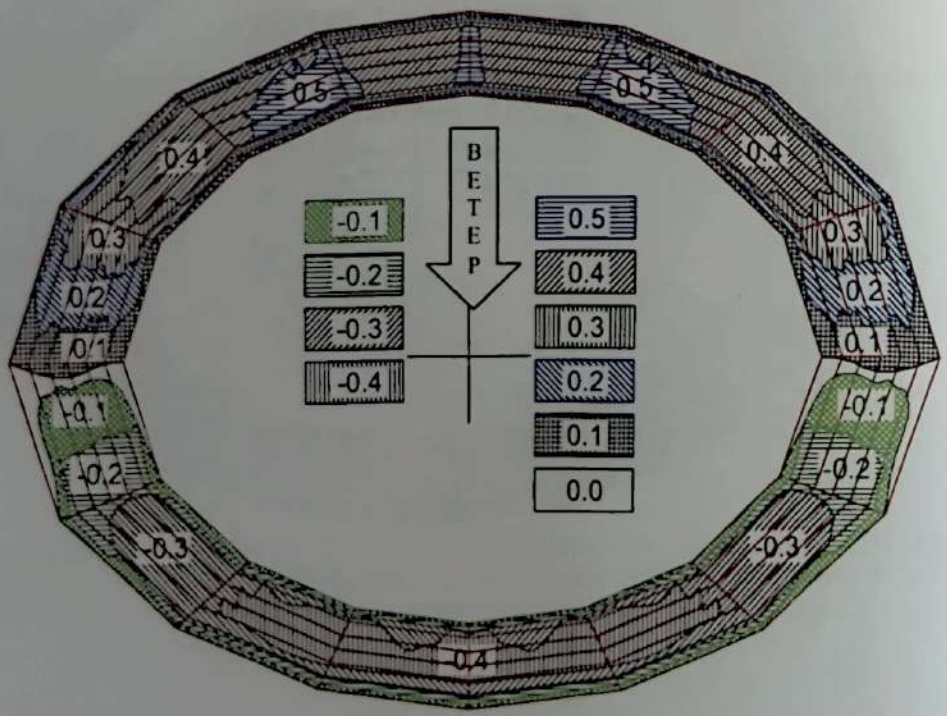


Рис. П2.10 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль малой полуоси для верхней поверхности оболочки

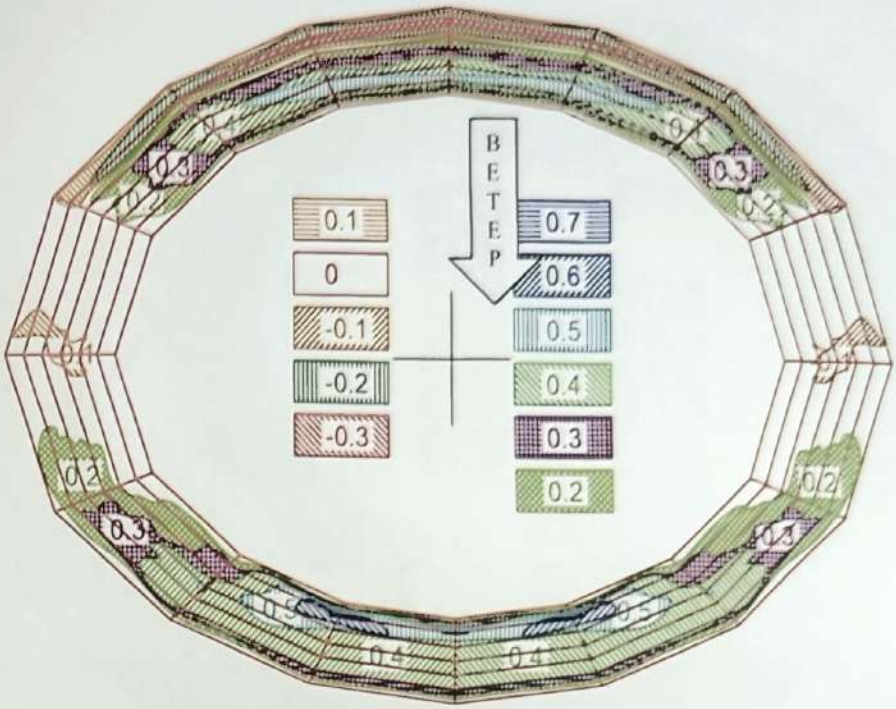


Рис. П2.11. Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль малой полуоси для нижней поверхности оболочки

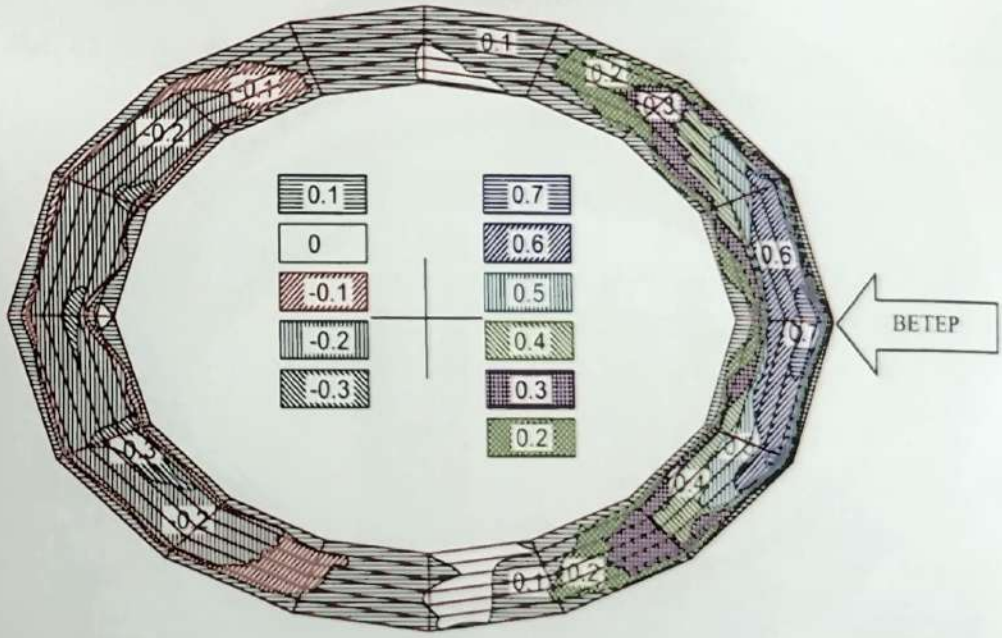


Рис. П2.12. Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль большой полуоси для верхней поверхности оболочки

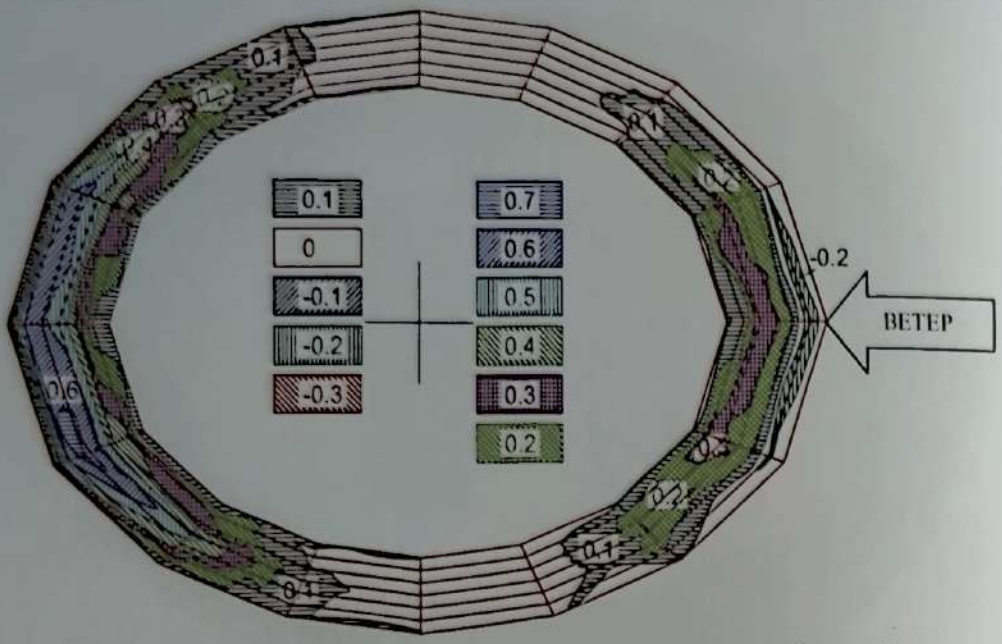


Рис. П2.13. Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль большой полуоси для нижней поверхности оболочки

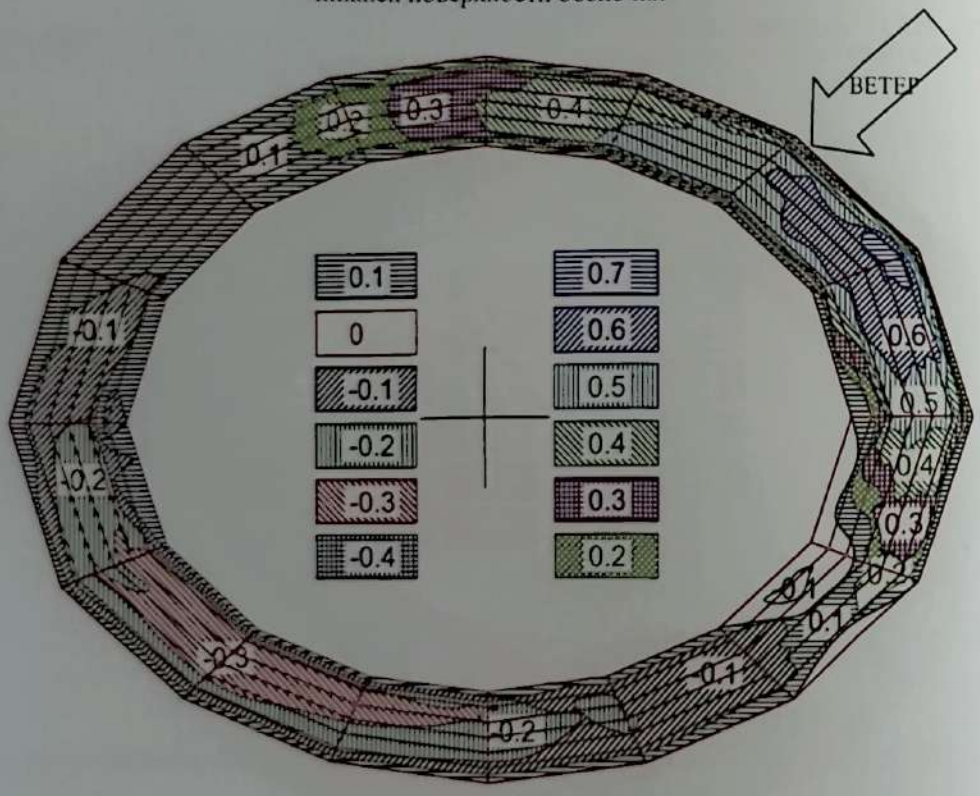


Рис. П2.14. Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль диагонали для верхней поверхности оболочки

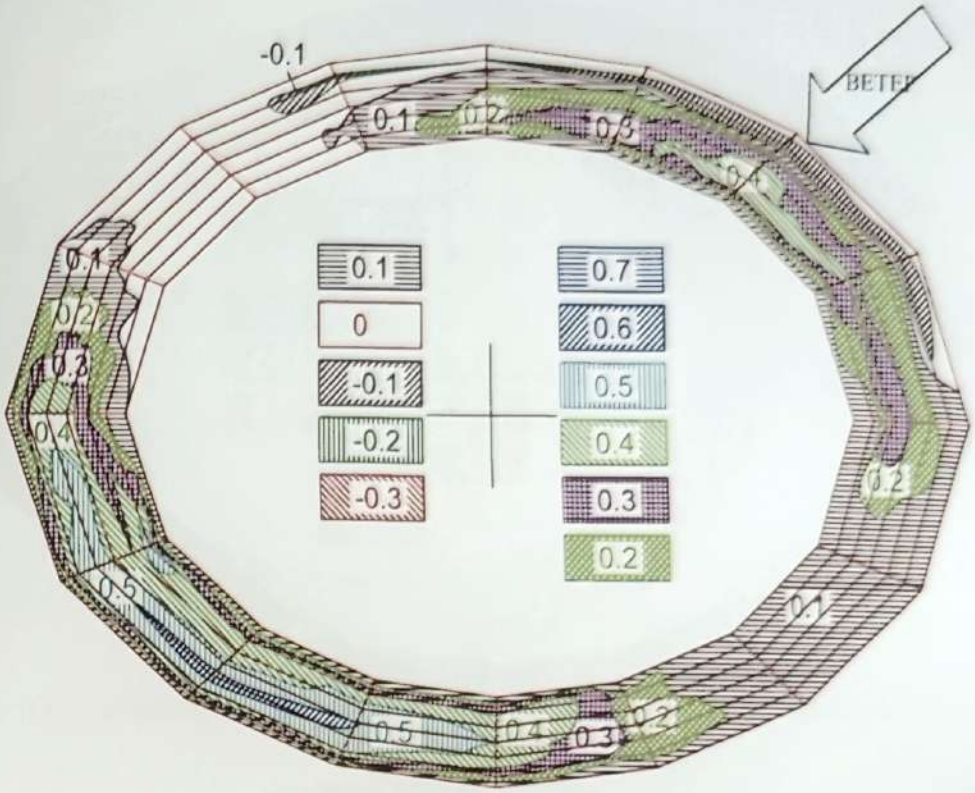


Рис. П2.15. Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль диагонали для нижней поверхности оболочки

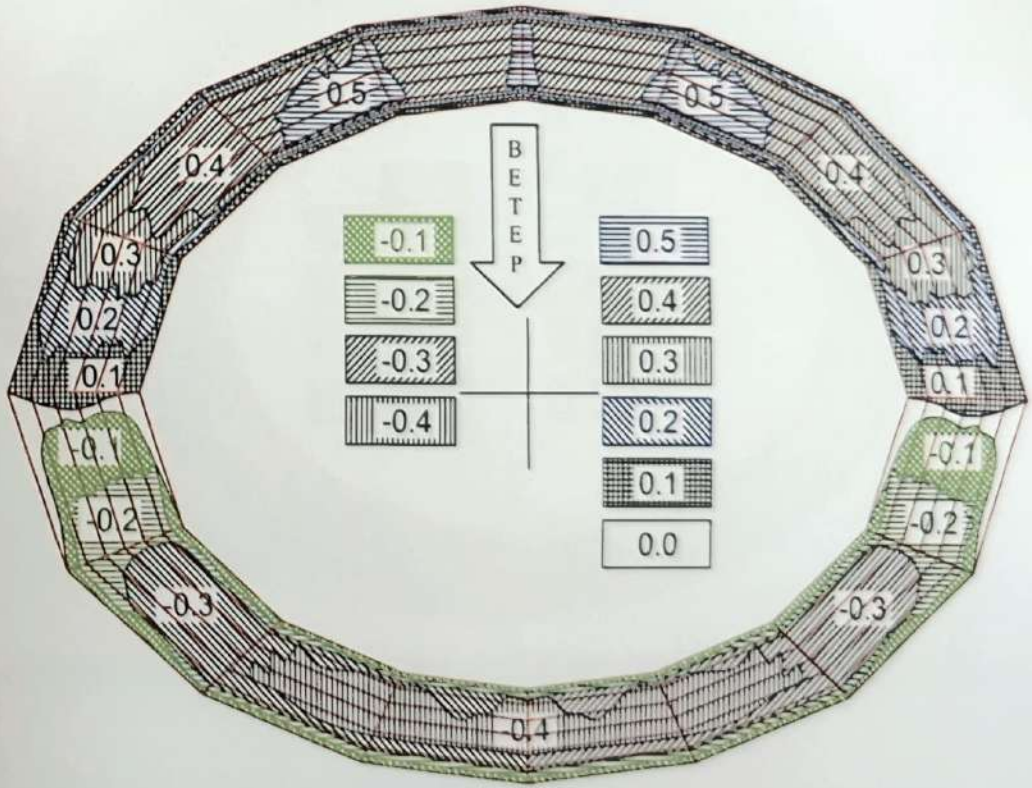


Рис. П2.16 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль малой полуоси для верхней поверхности оболочки

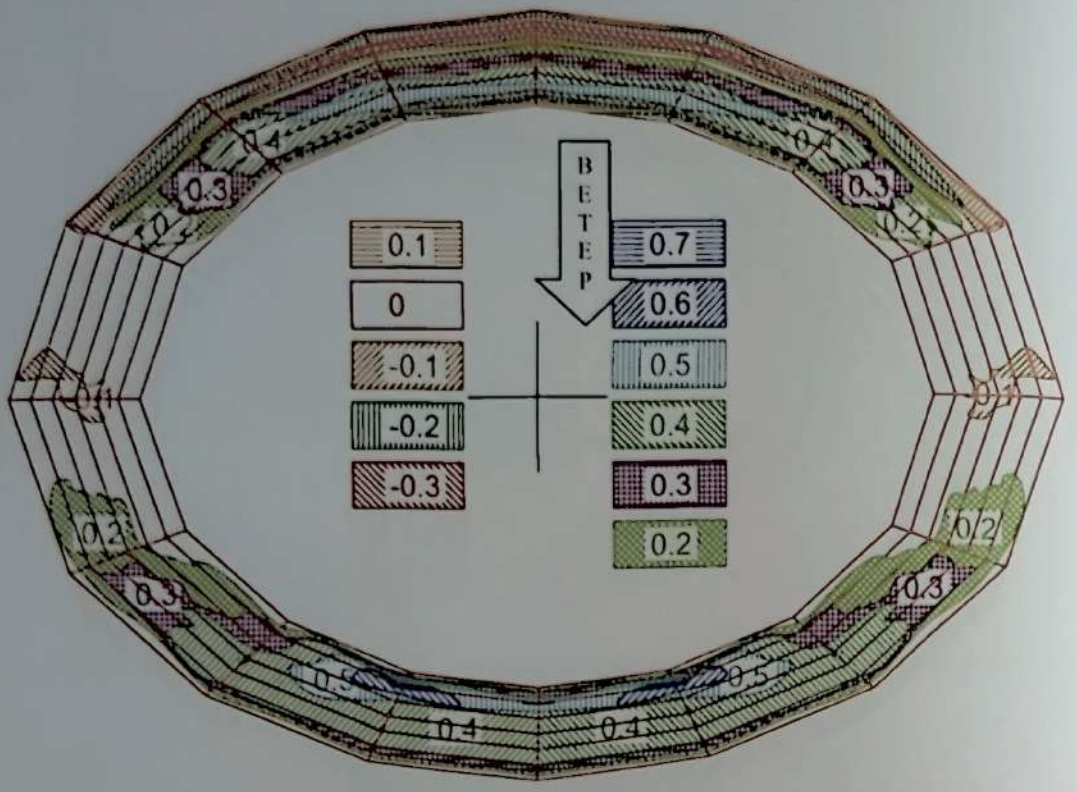


Рис. П2.17 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль малой полуоси для нижней поверхности оболочки

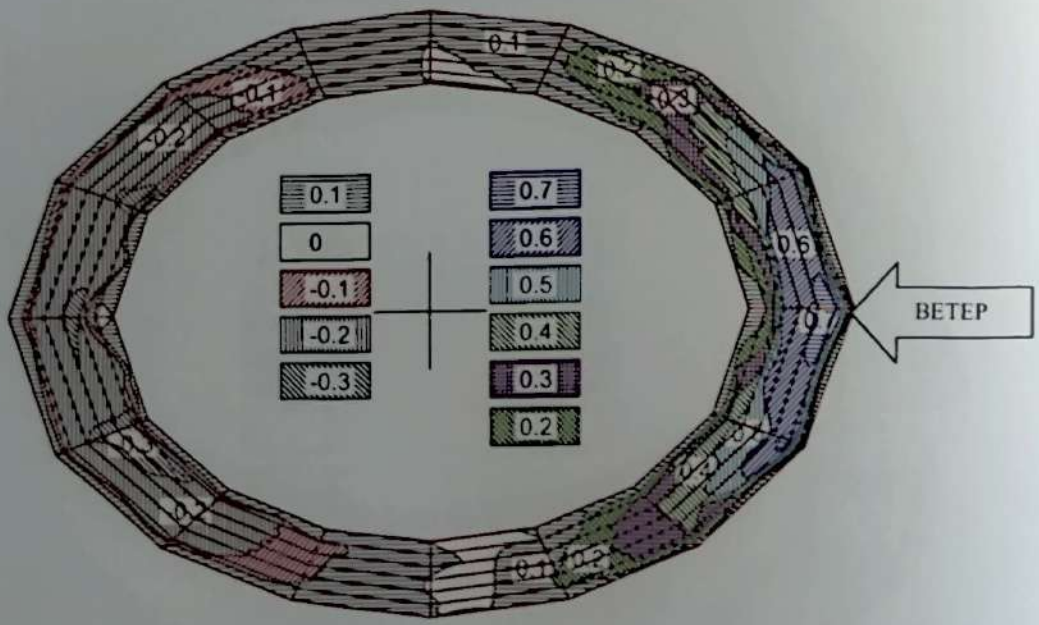


Рис. П2.18 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль большой полуоси для верхней поверхности оболочки

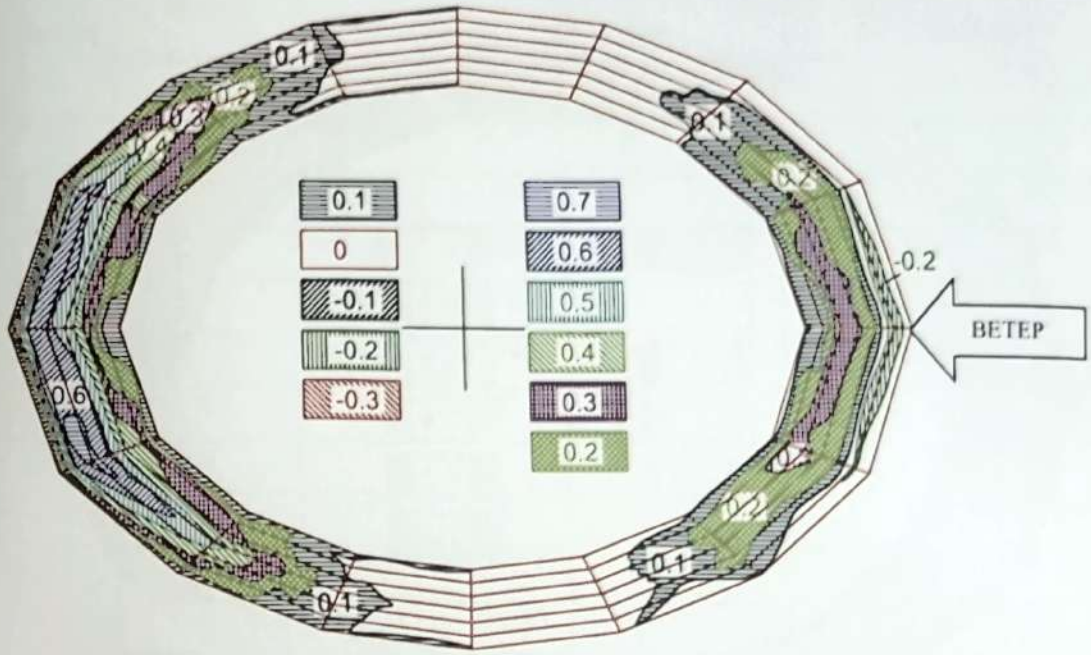


Рис. П2.19 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль большой полуоси для нижней поверхности оболочки

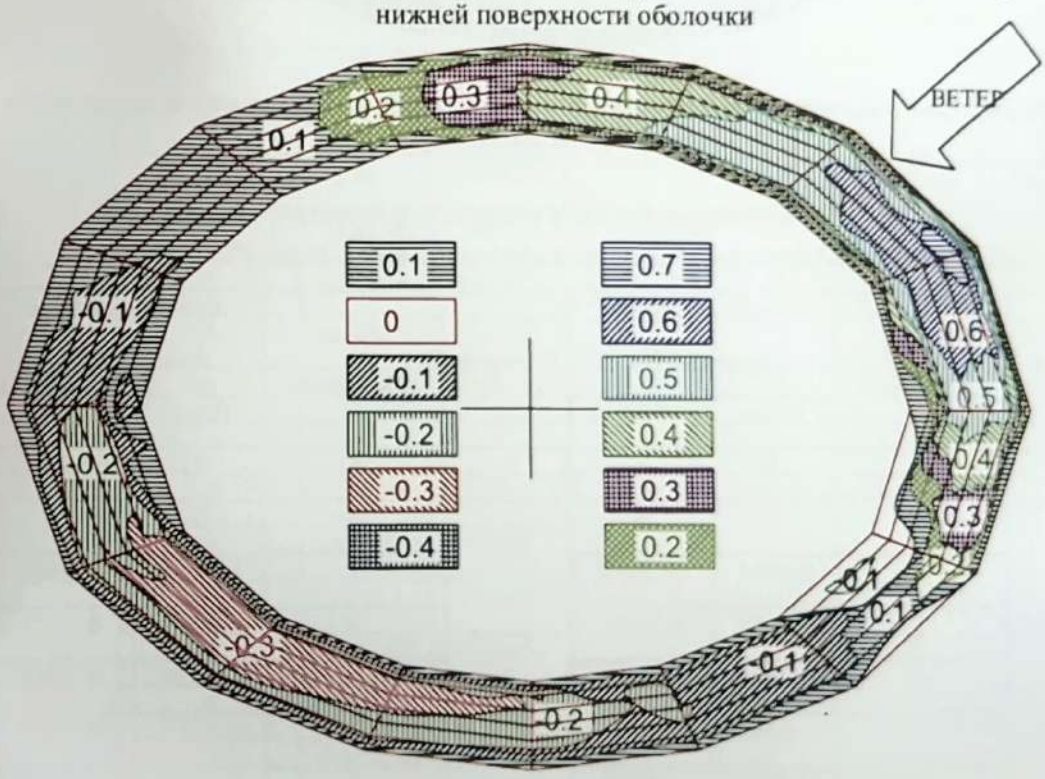


Рис. П2.20 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль диагонали для верхней поверхности оболочки

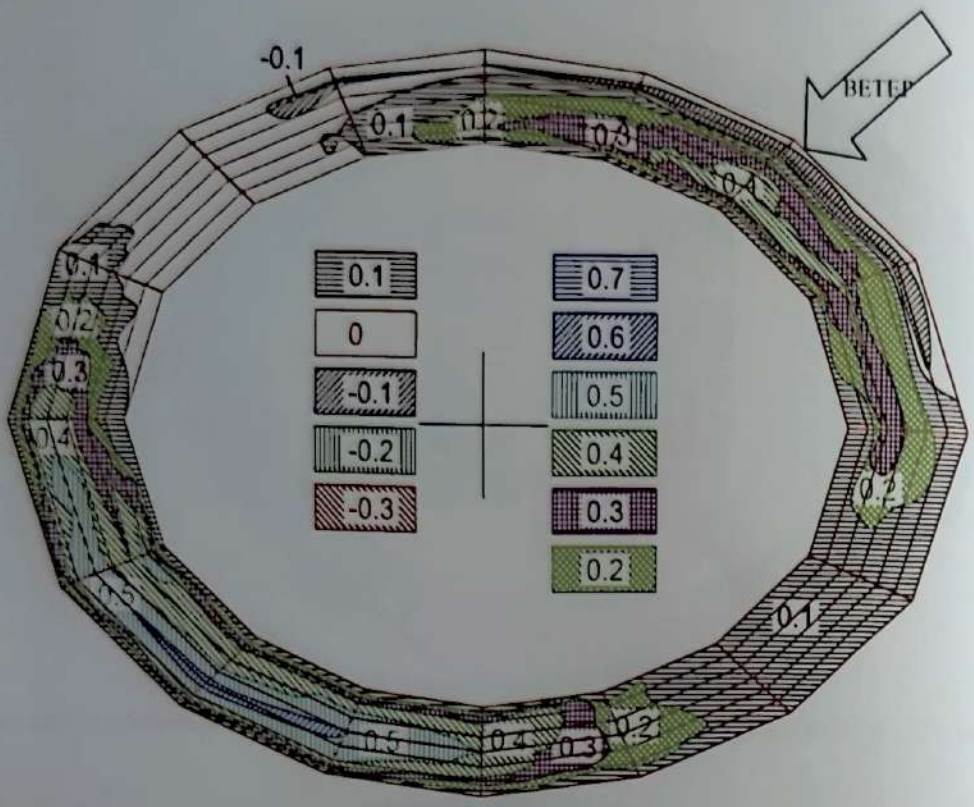


Рис. П2.21 Изополя относительных давлений для угла атаки вдоль диагонали для нижней поверхности оболочки

Результаты аэродинамических испытаний на ветровую нагрузку

Таблица П2.1. Относительные давления в точках для угла атаки 0°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	0.4093	-0.2998		1	0.4168	-0.2962
	2	0.4237	0.0631		2	0.4083	0.1121
	3	0.4400	0.2558		3	0.4435	0.2588
	4	0.4444	0.3354		4	0.4553	0.4305
	5	0.4498	0.4386		5	0.4502	0.4036
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	0.3437	-0.1918		1	0.2564	-0.0802

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
	2	0.3680	0.2314		2	0.2812	0.0692
	3	0.3816	0.3842		3	0.2795	0.0672
	4	0.3854	0.3651		4	0.2919	0.0984
	5	0.3895	0.3399		5	0.2500	0.0544
	6	0	0		6	0	0
	0	0	0		0	0	0
	1	0.0558	0.0200		1	-0.1638	0.1853
	2	0.0405	-0.0011		2	-0.1850	0.1750
5	3	0.0431	-0.0250	6	3	-0.1930	0.1637
	4	0.0135	-0.0197		4	-0.1956	0.0803
	5	0.0363	0.0302		5	-0.1928	0.0537
	6	0	0		6	0	0
	0	0	0		0	0	0
	1	-0.2756	0.30129		1	-0.237	0.33089
	2	-0.2934	0.38115		2	-0.3213	0.38267
7	3	-0.2943	0.41173	8	3	-0.3397	0.37382
	4	-0.2883	0.24683		4	-0.3524	0.36934
	5	-0.2741	0.23645		5	-0.3825	0.6303
	6	0	0		6	0	0
	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_{\infty})/\Delta p_{\infty}$			
	1	-0.2517	0.357				
	2	-0.314	0.40055	$\Delta p_{\infty}= p_{\infty}-p_a = 5.308$ Па			
9	3	-0.3147	0.37659				
	4	-0.2694	0.30952				
	5	-0.3714	0.51538				
	6	0	0				

Таблица П2.2. Относительные давления в точках для угла атаки 45°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	0.2809	-0.1062		1	0.3428	-0.1398
	2	0.2870	0.0327		2	0.3441	0.1161
	3	0.3095	0.1199		3	0.3851	0.1678
	4	0.3252	0.1593		4	0.4078	0.2769
	5	0.3254	0.1907		5	0.4121	0.2688
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	0.4460	-0.2002		1	0.6424	-0.1842
	2	0.4788	0.1688		2	0.6177	0.1610
	3	0.4916	0.3442		3	0.5208	0.1489
	4	0.4697	0.3531		4	0.5556	0.3253
	5	0.4553	0.3603		5	0.4715	0.2599
	6	0	0		6	0	0
5	0	0	0	6	0	0	0
	1	0.4246	-0.0474		1	0.1774	0.0383
	2	0.4384	0.1486		2	0.1714	0.0144
	3	0.4644	0.1884		3	0.0564	0.0092
	4	0.4295	0.2826		4	-0.0512	-0.0122
	5	0.0421	0.0327		5	-0.0826	-0.0344
	6	0	0		6	0	0
7	0	0	0	8	0	0	0
	1	-0.1119	0.0369		1	-0.1559	0.1386
	2	-0.1462	0.0110		2	-0.2002	0.1726
	3	-0.1610	0.0263		3	-0.2019	0.1584
	4	-0.1773	-0.0279		4	-0.1925	0.1377
	5	-0.1696	-0.0500		5	-0.1974	0.1538
	6	0	0		6	0	0
9	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_{\infty})/\Delta p_{\infty}$			
	1	-0.1814	0.2859				
	2	-0.2241	0.3781	$\Delta p_{\infty}= p_{\infty}-p_{a} = 6.553$ Па			
	3	-0.2179	0.3899				
	4	-0.2062	0.3173				
	5	-0.3095	0.5544				
	6	0	0				

Таблица П2.3. Относительные давления в точках для угла атаки 90°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	0.0035	-0.0099		1	0.0680	-0.0491
	2	0.0012	-0.0260		2	0.0823	-0.0510
	3	-0.0171	-0.0494		3	0.0824	-0.0772
	4	-0.0423	-0.0520		4	0.0596	-0.0372
	5	-0.0534	-0.0695		5	0.0169	-0.0717
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	0.2131	-0.0214		1	0.6035	-0.0980
	2	0.2408	0.0262		2	0.5261	0.1644
	3	0.2524	0.0401		3	0.4231	0.1136
	4	0.1915	0.0291		4	0.4140	0.2214
	5	0.1405	0.0030		5	0.2966	0.1743
	6	0	0		6	0	0
5	0	0	0	6	0	0	0
	1	0.6277	-0.2055		1	0.6405	-0.1142
	2	0.6136	0.0984		2	0.5659	0.0886
	3	0.5924	0.2184		3	0.3425	0.1637
	4	0.5147	0.2934		4	0.4499	0.2236
	5	0.0406	0.0330		5	0.3520	0.2274
	6	0	0		6	0	0
7	0	0	0	8	0	0	0
	1	0.2819	0.0780		1	0.1028	-0.0384
	2	0.2911	0.1290		2	0.1064	-0.0610
	3	0.3035	0.1106		3	0.0770	-0.0525
	4	0.2944	0.1346		4	0.0390	-0.0423
	5	0.2137	0.1071		5	-0.0096	-0.0492
	6	0	0		6	0	0
9	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_{\infty})/\Delta p_{\infty}$			
	1	-0.0183	-0.0544				
	2	-0.0074	-0.0553	$\Delta p_{\infty}= p_{\infty}-p_a = 4.587$ Па			
	3	-0.0050	-0.0597				
	4	-0.0266	-0.0450				
	5	-0.0800	-0.0808				
	6	0	0				

Таблица П2.4. Относительные давления в точках для угла атаки 135°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	-0.1927	0.3272		1	-0.1807	0.1948
	2	-0.2304	0.3786		2	-0.1967	0.2264
	3	-0.2398	0.3445		3	-0.2200	0.2148
	4	-0.2598	0.3524		4	-0.2254	0.2521
	5	-0.2614	0.4308		5	-0.2384	0.3086
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	-0.1225	0.0657		1	0.0963	-0.0694
	2	-0.1608	0.0925		2	0.0673	-0.0103
	3	-0.1797	0.0630		3	0.0031	-0.0060
	4	-0.1652	0.0139		4	-0.0787	-0.0511
	5	-0.1629	-0.0259		5	-0.0994	-0.0190
	6	0	0		6	0	0
5	0	0	0	6	0	0	0
	1	0.3857	0.0080		1	0.5516	-0.0328
	2	0.3891	0.0952		2	0.5589	0.1559
	3	0.3742	0.1307		3	0.5598	0.2125
	4	0.3017	0.1058		4	0.4880	0.2619
	5	0.0363	0.0312		5	0.4416	0.3005
	6	0	0		6	0	0
7	0	0	0	8	0	0	0
	1	0.6602	-0.0848		1	0.3779	-0.1858
	2	0.4910	0.1948		2	0.4317	0.0225
	3	0.4927	0.2357		3	0.4285	0.1461
	4	0.5138	0.3459		4	0.3957	0.2448
	5	0.4982	0.3790		5	0.3485	0.2823
	6	0	0		6	0	0
9	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_x)/\Delta p_\infty$			
	1	0.2731	-0.0803				
	2	0.2749	0.0190	$\Delta p_x = p_x - p_a = 5.570$ Па			
	3	0.2723	0.0811				
	4	0.2316	0.1237				
	5	0.2839	0.2094				
	6	0	0				

Таблица П2.5. Относительные давления в точках для угла атаки 180°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	-0.2934	0.4086		1	-0.2257	0.4521
	2	-0.3508	0.4779		2	-0.2650	0.4557
	3	-0.3739	0.4517		3	-0.3021	0.4319
	4	-0.4035	0.4329		4	-0.3171	0.3838
	5	-0.4188	0.6243		5	-0.3240	0.4461
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	-0.2016	0.3205		1	-0.1819	0.1588
	2	-0.2724	0.4444		2	-0.2038	0.2254
	3	-0.2995	0.4041		3	-0.1753	0.1909
	4	-0.2905	0.3026		4	-0.1896	0.1204
	5	-0.2988	0.3649		5	-0.1751	0.1234
	6	0	0		6	0	0
5	0	0	0	6	0	0	0
	1	0.0025	0.0306		1	0.2052	-0.0067
	2	-0.0003	0.0148		2	0.2208	0.0342
	3	-0.0209	-0.0069		3	0.2424	0.0483
	4	-0.0654	-0.0438		4	0.1766	0.0307
	5	0.0336	0.0298		5	0.1245	0.0339
	6	0	0		6	0	0
7	0	0	0	8	0	0	0
	1	0.2902	-0.0695		1	0.3876	-0.1706
	2	0.3077	0.1289		2	0.4422	0.2021
	3	0.3239	0.1465		3	0.4573	0.3269
	4	0.3394	0.2082		4	0.4477	0.4228
	5	0.3256	0.2194		5	0.4236	0.4041
	6	0	0		6	0	0
9	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_{\infty})/\Delta p_{\infty}$			
	1	0.6644	-0.1821				
	2	0.5899	0.1302	$\Delta p_{\infty}= p_{\infty}-p_a = 5.963$Па			
	3	0.5146	0.2373				
	4	0.3982	0.2928				
	5	0.4568	0.4755				
	6	0	0				

Таблица П2.6. Относительные давления в точках для угла атаки 225°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	-0.2308	0.2723		1	-0.2524	0.4089
	2	-0.2711	0.3739		2	-0.2769	0.4901
	3	-0.2858	0.3989		3	-0.3083	0.5036
	4	-0.2977	0.3636		4	-0.3241	0.4532
	5	-0.2949	0.2817		5	-0.3316	0.3158
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	-0.2320	0.4353		1	-0.2534	0.4208
	2	-0.3261	0.5347		2	-0.3071	0.4821
	3	-0.3566	0.4371		3	-0.2790	0.3851
	4	-0.3518	0.3091		4	-0.3276	0.3082
	5	-0.3685	0.2983		5	-0.3433	0.4341
	6	0	0		6	0	0
5	0	0	0	6	0	0	0
	1	-0.1266	0.2937		1	-0.0688	0.0265
	2	-0.1820	0.3760		2	-0.0788	0.0323
	3	-0.1987	0.3557		3	-0.0780	0.0130
	4	-0.2072	0.2200		4	-0.1142	-0.0295
	5	0.0377	0.0328		5	-0.1180	-0.0406
	6	0	0		6	0	0
7	0	0	0	8	0	0	0
	1	0.0002	-0.0722		1	0.1404	-0.1249
	2	0.0199	-0.0711		2	0.1484	-0.0535
	3	0.0232	-0.0661		3	0.1529	-0.0094
	4	0.0058	-0.0879		4	0.1512	0.0184
	5	-0.0238	-0.0922		5	0.1271	0.0312
	6	0	0		6	0	0
9	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_{\infty})/\Delta p_{\infty}$ $\Delta p_{\infty}= p_{\infty}-p_a = 6.389$ Па			
	1	0.2753	-0.0948				
	2	0.3010	0.0568				
	3	0.3128	0.1037				
	4	0.2605	0.1272				
	5	0.2867	0.1941				
	6	0	0				

Таблица П2.7. Относительные давления в точках для угла атаки 270°

Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}		Сечение	Пункт измерения	Относительное давление P_{rel}	
		Верх	Низ			Верх	Низ
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
1	0	0	0	2	0	0	0
	1	-0.0123	-0.0773		1	-0.0840	0.0011
	2	-0.0085	-0.0852		2	-0.0988	0.0059
	3	-0.0240	-0.0978		3	-0.1201	0.0000
	4	-0.0552	-0.0986		4	-0.1303	-0.0286
	5	-0.0673	-0.0822		5	-0.1317	-0.0454
	6	0	0		6	0	0
3	0	0	0	4	0	0	0
	1	-0.1759	0.1137		1	-0.2515	0.4594
	2	-0.2152	0.2045		2	-0.2909	0.5425
	3	-0.2321	0.2170		3	-0.2464	0.4527
	4	-0.2266	0.1500		4	-0.3104	0.3224
	5	-0.2352	0.1148		5	-0.3253	0.3207
	6	0	0		6	0	0
5	0	0	0	6	0	0	0
	1	-0.1752	0.5211		1	-0.2787	0.5124
	2	-0.2695	0.5198		2	-0.2997	0.6432
	3	-0.2978	0.4712		3	-0.3029	0.5353
	4	-0.3169	0.3165		4	-0.3374	0.3587
	5	0.0392	0.0336		5	-0.3543	0.3145
	6	0	0		6	0	0
7	0	0	0	8	0	0	0
	1	-0.2394	0.2217		1	-0.1281	0.0056
	2	-0.2571	0.3590		2	-0.1487	0.0216
	3	-0.2651	0.4329		3	-0.1514	0.0210
	4	-0.2743	0.2402		4	-0.1546	-0.0054
	5	-0.2809	0.1936		5	-0.1513	-0.0269
	6	0	0		6	0	0
9	0	0	0	$P_{rel}=(\Delta p_{st}-\Delta p_{\infty})/\Delta p_{\infty}$ $\Delta p_{\infty}= p_{\infty}-p_a = 6.225$ Па			
	1	-0.0515	-0.0544				
	2	-0.0585	-0.0565				
	3	-0.0592	-0.0694				
	4	-0.0641	-0.0505				
	5	-0.1033	-0.0919				
	6	0	0				

Содержание

Введение 3

Раздел 1. Технико-экономическое обоснование и выбор конструктивных форм покрытий 5

1.1. Нормативная база в области строительства стационарных покрытий 5

1.2. Учет экономических факторов 7

1.3. Классификация конструктивных форм покрытий. Опыт проектирования и возведения (нагрузки, расчет, проектирование, изготовление, монтаж, эксплуатация) 16

1.3.1. Балочные и рамные покрытия 17

1.3.2. Ванто-балочные покрытия 34

1.3.3. Подвешенные оболочки и структуры 43

1.3.4. Стержневые оболочки покрытий 58

1.3.5. Висячие покрытия (вантовые сети и мембранные оболочки) 77

Раздел 2. Теоретические основы расчета большепролетных конструкций с учетом нелинейных эффектов 108

2.1. Исходные соотношения нелинейной теории упругости 109

2.2. Соотношения теории напряжений 111

2.3. Основные принципы моментной схемы МКЭ в расчетах нелинейных систем 115

2.4. Алгоритмы решения нелинейных задач 117

2.5. Особенности численного исследования нелинейных систем 122

2.6. Теоретическо-экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния висячего покрытия над трибунами стадиона 123

Раздел 3. Исследование закономерностей изменения НДС пространственных покрытий на эллиптическом (овальном) плане 138

3.1. Сетчатые стержневые оболочки покрытий 138

3.1.1. Система безразмерных пространственно-жесткостных параметров 138

3.1.2. Учет последовательности монтажа в расчетах НДС 146

3.1.3. Определение рациональной геометрии покрытия 148

3.1.4. Исследование взаимосвязей между пространственно-жесткостными параметрами и безразмерными параметрами НДС 149
3.1.5. Результаты экспериментальных исследований 163
3.2. Провисающие стержневые оболочки покрытий, образованные системой жестких нитей 172
3.2.1. Система безразмерных пространственно-жесткостных параметров 173
3.2.2. Исследование взаимосвязей между пространственно-жесткостными параметрами и безразмерными параметрами НДС 173
3.2.3. Результаты экспериментальных исследований на модели на действие статических нагрузок 175
3.2.4. Уточнение величин снеговых нагрузок на ограждающие конструкции покрытия из светопрозрачного поликарбонатного углепластика 197
3.2.5. Обеспечение эксплуатационной надежности ограждающих конструкций покрытия из светопрозрачного поликарбонатного углепластика 201
3.3. Провисающие мембранные оболочки 205
3.3.1. Система безразмерных пространственно-жесткостных параметров 210
3.3.2. Определение рациональной геометрии покрытия 218
3.3.3. Методика оптимального проектирования покрытия 221
3.3.4. Результаты экспериментальных исследований на модели на действие статических нагрузок 223
3.4. Особенности экспериментальных исследований влияния формы покрытия стадиона на аэродинамические нагрузки 232
3.4.1. Программа исследований 239
3.4.2. Методика проведения экспериментальных аэродинамических исследований 240
3.4.3. Описание моделей покрытия стадиона 241
3.4.4. Анализ результатов экспериментальных исследований (значений коэффициентов давления) вогнутой и выпуклой оболочек с вырезом на эллиптическом плане 244
3.4.4.1. Для углов наплыва воздуха 0° и 180° 244
3.4.4.2. Для углов наплыва воздуха 45° и 135° 245
3.4.4.3. Для углов наплыва воздуха 90° и 270° 246
3.4.5. Численные исследования аэродинамических параметров ветровой нагрузки на мембранные покрытия 249

3.4.6. Исследование аэродинамических факторов ветровых воздействий 255

Раздел 4. Использование конструкций пространственных покрытий при реконструкции стадионов 266

4.1. Покрытие над трибунами стадиона в Лужниках (г. Москва, Россия) 266

4.2. Покрытие в виде сетчатой оболочки (проект) 286

4.3. Покрытие в виде провисающей сетчатой оболочки (пример расчета и проектирования) 298

4.4. Покрытие в виде провисающей мембранной оболочки (расчет и проектирование) 310

Раздел 5. Проекты стадионов Украины ЕВРО-2012 322

5.1. Покрытие над трибунами стадиона «Метеор» (г. Днепропетровск, Украина) 331

5.2. Покрытие над трибунами стадиона «Донбасс-Арена» (Донецк) 352

Литература 365

Приложения 370

Приложение 1. Технические рекомендации и требования к конструированию и модернизации футбольных стадионов 370

Приложение 2. Результаты экспериментальных исследований моделей покрытий на действие ветровой нагрузки 385

Содержание 402

Подписано к печати 25.06.2008. Формат 29,7x42 1/4.
Усл. печ. л. 23,33. Печать лазерная. Заказ № 753. Тираж 200 экз.

Отпечатано в типографии «Норд Компьютер» на цифровых лазерных издательских комплексах Rank Xerox DocuTech 135 и DocuColor 2060.
83003, Украина, г. Донецк, ул. Разенкова 6
Тел.: (062) 389-73-82, 383-73-86