ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Часть 2

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ. СПЕЦИАЛЬНЫЙ КУРС

Под общей редакцией А. Р. Туснина

АРСС
Ассоциация развития стального строительства



ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ПОД ОБЩЕЙ РЕДАКЦИЕЙ
А. Р. ТУСНИНА

УДК 624.014
ББК 38.54
П79

Под общей редакцией д-ра техн. наук, доц. А. Р. Туснина

Рекомендовано Федеральным УМО в системе высшего образования по укрупненной группе специальностей и направлений подготовки 08.00.00 Техника и технологии строительства в качестве учебника для обучающихся по направлениям подготовки 08.03.01 Строительство (уровень образования — бакалавриат), 08.04.01 Строительство (уровень образования — магистратура) и по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

Авторы
А. Р. Туснин, В. А. Рыбаков, Т. В. Назмеева, М. А. Салахутдинов,
Л. И. Хайдаров, А. В. Исаев, А. Э. Фахрутдинов

Рецензенты:
ректор Астраханского государственного архитектурно-строительного университета, д-р техн. наук, доц. Т. В. Золина;
декан факультета судостроения и энергетики Калининградского государственного технического университета, д-р техн. наук, доц. А. И. Притыкин.

П79 Проектирование металлических конструкций. Часть 2: «Металлические конструкции. Специальный курс». Учебник для ВУЗов / А. Р. Туснин, В. А. Рыбаков, Т. В. Назмеева и др.; под общей. ред. А. Р. Туснина — М.: Издательство «Перо», 2020 — 436 с., ил.

ISBN 978-5-00171-439-2 (Общ.)
ISBN 978-5-00171-441-5 (Ч. 2)

Учебник «Проектирование металлических конструкций» состоит из 1-й части «Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования» и 2-й части «Металлические конструкции. Специальный курс».
Во 2-й части учебника «Металлические конструкции» рассматриваются вопросы расчета и проектирования многоэтажных, высотных и большепролетных зданий. Приведены основы компоновки каркасов многоэтажных зданий, дана классификация стальных каркасов многоэтажных и высотных зданий. Описаны конструктивные решения элементов и узлов несущих каркасов, стен и перекрытий многоэтажных и высотных зданий. Даны рекомендации по разработке расчетных схем каркасов многоэтажных зданий, сбору нагрузки и выполнению статических и динамических расчетов. Рассматривается классификация большепролетных зданий, конструкция элементов и узлов таких сооружений. Приведены особенности определения нагрузок и расчетов большепролетных зданий.
Учебник предназначен для обучения по направлениям подготовки 08.03.01 Строительство (уровень подготовки — бакалавриат), 08.04.01 Строительство (уровень образования — магистратура), по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

УДК 624.014
ББК 38.54
П79

ISBN 978-5-00171-441-5

© Ассоциация развития стального строительства, 2020

ПРЕДИСЛОВИЕ

Вторая часть учебника «Проектирование металлических конструкций» содержит сведения по разработке конструктивных систем, не рассматриваемых в общем курсе. Во второй части весь материал представлен в виде трёх разделов: первый — «Многоэтажные здания на стальном каркасе», второй — «Стальные конструкции в высотном строительстве», третий — «Большепролетные здания и сооружения со стальным каркасом».

Разделы 1 и 2 рассматривают многоэтажные жилые и общественные здания и дополняют друг друга. В 1 разделе акцент делается на общих вопросах проектирования многоэтажных зданий. Формулируются особенности проектирования таких конструкций, приводятся сведения о компоновке каркаса. Показана зависимость конструктивного решения каркаса от архитектурного решения здания. Описаны конструктивные схемы многоэтажных зданий и особенности рамных, связевых и рамно-связевых каркасов. Даны рекомендации по сбору нагрузки на многоэтажное здание, формированию расчётных схем несущих каркасов, определению перемещений и усилий. Рассмотрена конструкция элементов и узлов каркаса, их расчёт и проектирование. Представлен пример сбора нагрузки и расчёта каркаса многоэтажного здания.

Во 2 разделе рассматриваются конструктивные решения стальных несущих систем высотных зданий. В дополнение к каркасным схемам, представленным в 1 разделе, описываются ствольные и оболочковые несущие системы, которые могут комбинироваться с каркасными, а также эффективные в высотных зданиях диагонально-сетчатые оболочки. Отмечена необходимость включения в конструкцию высотного здания аутригерных систем в виде перфорированных балок-стенок или ферм высотой в один или несколько этажей. Аутригеры, как правило, устраиваются на технических этажах. Аутригер устраивается в пределах одного или нескольких этажей. В разделе показана специфика сбора нагрузки, статических и динамических расчётов высотных зданий, даны указания по расчёту устойчивости высотных зданий к прогрессирующему обрушению.

Большепролётные конструкции используются в спортивных, зрелищных, транспортных, торговых и производственных зданиях. В 3 разделе дано определение большепролётных плоскостных и пространственных конструкций. Сформулированы основные требования к большепролётным зданиям, а также, действующие на них нагрузки и воздействия. Нагрузки и воздействия определяются с учётом особенностей конструктивного решения, оказывающего определяющее влияние на внешний вид здания, от которого в значительной мере зависят снеговая и ветровая нагрузки. Обучающийся знакомится с этапами

проектирования, особенностями работы и расчёта большепролётных систем, необходимости учёта геометрической и физической нелинейности. Кроме общих вопросов в разделе рассматриваются отдельные большепролётные конструкции: балочные, рамы, арки, структурные, своды, купола, сетчатые оболочки, вантовые и мембранные. Кроме теоретического материала, в разделе приведены примеры расчётов большепролётных конструкций.

Раздел 1 написан д-ром техн. наук, доц. А. Р. Тусниным; раздел 2 — канд. техн. наук, доц. В. А. Рыбаковым, канд. техн. наук Т. В. Назмеевой; раздел 3 — канд. техн. наук М. А. Салахутдиновым, Л. И. Хайдаровым, канд. техн. наук, доц. А. В. Исаевым, канд. техн. наук А. Э. Фахрутдиновым.

Часть 2

Металлические конструкции. Специальный курс

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3
Введение 11

1. Многоэтажные здания на стальном каркасе

1.1. Общие сведения о стальных каркасах многоэтажных зданий. Компоновка каркаса многоэтажного здания 13
1.2. Вертикальные наружные ограждающие конструкции многоэтажных зданий 24
1.2.1. Наружные вертикальные ограждающие конструкции многоэтажных зданий из мелкоразмерных элементов 25
1.2.2. Наружные вертикальные ограждающие конструкции многоэтажных зданий из трехслойных металлических панелей 29
1.2.3. Каркасно-обшивные стены многоэтажных зданий 32
1.3. Перекрытия многоэтажных зданий 33
1.3.1. Монолитные перекрытия многоэтажных зданий 35
1.3.2. Перекрытия со сборными железобетонными плитами 39
1.3.3. Облегченные перекрытия 42
1.4. Несущие стальные конструкции многоэтажных зданий 48
1.4.1. Рамные каркасы 48
1.4.2. Связевые каркасы 51
1.4.3. Рамно-связевые каркасы 56
1.5. Нагрузки на каркас многоэтажного здания 59
1.5.1. Классификация нагрузок 59
1.5.2. Постоянная нагрузка 62
1.5.3. Полезная нагрузка 64
1.5.4. Ветровая нагрузка 66
1.5.5. Снеговая нагрузка 70
1.5.6. Температурные воздействия 72
1.5.7. Сейсмические воздействия 74
1.6. Разработка расчетной схемы многоэтажного здания 76
1.7. Определение перемещений и усилий в элементах каркаса многоэтажного здания 83

1.8. Конструирование элементов каркаса многоэтажного здания 85
1.8.1. Колонны каркаса многоэтажного здания 86
1.8.2. Балки каркаса многоэтажного здания 96
1.9. Узлы каркасов многоэтажных зданий 99
1.10. Пример расчета каркаса многоэтажного здания 115
Исходные данные для курсовой работы «Расчет и проектирование стального каркаса многоэтажного здания» 130
Темы для самостоятельной работы 130
Литература к разделу 1 131

2. Стальные конструкции в высотном строительстве

2.1. Понятие высотного здания как уникального в различных нормативных документах 133
2.1.1. Анализ общих нормативных документов 133
2.1.2. Специальные технические условия (СТУ) 139
Контрольные вопросы к разделу 2.1 140
2.2. Виды конструктивных схем высотных зданий 140
Контрольные вопросы к разделу 2.2 149
2.3. Применение металлических несущих конструкций в высотном строительстве 150
2.3.1. Металлические конструкции в несущем каркасе высотных зданий 150
2.3.2. Проектирование аутригерных систем в высотных зданиях 155
2.3.3. Оболочковые системы металлического каркаса 160
2.3.4. Стальные сквозные высотные сооружения 167
Контрольные вопросы к разделу 2.3 174
2.4. Нагрузки и воздействия на высотные здания и сооружения 174
2.4.1. Статические нагрузки и воздействия на высотные здания и сооружения, в т. ч. гололедная 175
2.4.2. Модальный анализ высотных сквозных сооружений 177
2.4.3. Модальный анализ высотных зданий 184
2.4.4. Учет ветрового воздействия 189
2.4.5. Учет сейсмического воздействия и конструктивные мероприятия по обеспечению сейсмостойкости зданий 198
2.4.6. Учет возможного прогрессирующего обрушения 211
2.4.7. Основные и особые сочетания нагрузок и воздействий. Аварийные нагрузки 215
Контрольные вопросы к разделу 2.4 219
2.5. Конструктивные особенности отдельных частей, узлов и элементов высотных зданий 220
2.5.1. Особенности узловых соединений высотных зданий 220
2.5.2. Конструктивные узлы диагонально-сетчатых оболочек (ДСО) 223
2.5.3. Узлы сопряжения в аутригерных системах 224
Контрольные вопросы к разделу 2.5 224

2.6. Проектирование площадок для спасательных кабин и вертолетов..... 226
Контрольные вопросы к разделу 2.6 230
2.7. Особенности проектирования конструкций
вертикального транспорта многоэтажных и высотных зданий 231
Контрольные вопросы к разделу 2.7 238
2.8. Научно-техническое сопровождение
и эксплуатация высотных зданий 239
Контрольные вопросы к разделу 2.8 241
2.9. Устойчивость высотных зданий и сооружений 241
2.9.1. Общие сведения о теории устойчивости стержней 241
2.9.2. Особенности явления потери устойчивости
в объектах высотного строительства 244
Типовые задания на курсовую работу
(раздел «Конструктивные решения») 247
Литература к разделу 2 250

3. Большепролетные здания и сооружения со стальным каркасом

3.1. Особенности проектирования большепролетных
зданий и сооружений 255
3.1.1. Основные положения 255
3.1.2. Этапы проектирования 256
3.1.3. Нагрузки и воздействия 257
3.1.4. Требования к расчетам и проектированию 261
3.1.5. Научно-техническое сопровождение 266
Контрольные вопросы к разделу 3.1 267
3.2. Конструкции большепролетных
балочных покрытий 268
3.2.1. Общая характеристика и классификация балочных покрытий 268
3.2.2. Компоновка 270
3.2.3. Конструктивные решения и расчет 272
3.2.4. Примеры балочных покрытий 272
Контрольные вопросы к разделу 3.2 279
Темы практических занятий к разделу 3.2 279
3.3. Рамные большепролетные системы 280
3.3.1. Общая характеристика и классификация рам 280
3.3.2. Материалы для рам 284
3.3.3. Особенности выполнения расчетов рамных конструкций 287
Контрольные вопросы к разделу 3.3 302
Темы практических занятий к разделу 3.3 302
3.4. Арочные покрытия 302
3.4.1. Общая характеристика и классификация арок 302
3.4.2. Нагрузки на большепролетные арочные покрытия 305
3.4.3. Расчет арок 310
3.4.4. Компоновка и конструктивные решения арок 315

3.4.5. Примеры арочных покрытий 317
Контрольные вопросы к разделу 3.4 327
Темы практических занятий к разделу 3.4 327
3.5. Пространственные большепролетные конструкции 328
3.5.1. Общая характеристика и классификация пространственных конструкций 328
3.5.2. Методы расчета 353
Контрольные вопросы к разделу 3.5 367
Темы для практических занятий к разделу 3.5 368
3.6. Конструкции висячих покрытий 368
3.6.1. Характеристика и основные технические решения висячих покрытий 368
3.6.2. Основы расчета вантовых и мембранных покрытий 390
Контрольные вопросы к разделу 3.6 403
Темы практических занятий к разделу 3.6 404
3.7. Некоторые особенности узловых сопряжений элементов большепролетных конструкций 404
3.7.1. Опорные части несущих конструкций 404
3.7.2. Узловые болты-шарниры 405
Контрольные вопросы к разделу 3.7 409
Тема практических занятий к разделу 3.7 409
3.8. Примеры расчетов большепролетных зданий и сооружений 409
3.8.1 Приближенный расчет болтового соединения карнизного и конькового узлов рамной конструкции 409
3.8.2 Расчет структурной плиты 413
3.8.3. Расчет сетчатого свода 416
3.8.4. Расчет сетчатой пологой оболочки 421
3.8.5. Расчет сетчатого четырехлепесткового гипара 424
Литература к разделу 3 426

Приложения

Ссылки на сортаменты металлургических предприятий для строительства ... 434

ВВЕДЕНИЕ

Во второй части учебника рассматриваются стальные конструкции многоэтажных, высотных и большепролетных зданий.

Многоэтажные здания высотой до 25 этажей составляют основную часть жилой застройки городов в Российской Федерации. Стальные каркасы широко применяются в европейских странах при строительстве многоэтажных зданий. В нашей стране объем строительства с применением стальных каркасов с каждым годом увеличивается, что делает актуальным изучение их студентами высших учебных заведений. В учебнике рассматриваются типы каркасов многоэтажных зданий, общие принципы компоновки каркасов, конструкции перекрытий и наружных стен. Показаны особенности определения нагрузок, действующих на здание. Представлены методы формирования расчетных схем и расчета каркаса.

Высотные здания — это сооружения, которые имеют высоту более 100 м. Из-за большой высоты здания в элементах каркаса возникают значительные усилия от веса здания, полезной нагрузки на перекрытиях и ветровой нагрузки. Для восприятия значительных усилий рационально использовать стальные каркасы. В учебнике рассматриваются особенности конструирования каркасов высотных зданий, устройства аутригеров, динамического расчета каркаса, в том числе при сейсмических воздействиях.

Большие пролеты применяются в спортивных, зрелищных, торговых, транспортных и производственных зданиях и сооружениях. Здания и сооружения больших пролетов — это системы повышенного уровня ответственности их проектируют индивидуально, но с широким применением типовых решений для снижения стоимости и трудоемкости строительства. Большие скопления людей и материальных ценностей в таких зданиях и сооружениях требуют применения эффективных и надежных конструкций. Металлические конструкции в зданиях и сооружениях больших пролетов широко и успешно применяются из-за их легкости, прочности, технологичности, архитектурной выразительности и удобства эксплуатации.

При проектировании зданий и сооружений в современных условиях широко применяются цифровые технологии. С использованием современных вычислительных средств разрабатываются пространственные модели здания, могут формироваться расчетные схемы и выполняться сбор нагрузки. Расчет

несущих конструкций каркаса выполняется методом конечных элементов, современные вычислительные комплексы выполняют статические и динамические расчеты в линейной или нелинейной постановке, проверяют несущую способность элементов и узлов по действующим отечественным нормам. В перспективе квалифицированный специалист будет использовать автоматизированные системы проектирования, позволяющие полностью исключить ручные операции из процесса создания проектной документации. BIM технологии упростят, ускорят и повысят качество разработки конструкций зданий. Однако без знания того, что такое сталь и как она работает, как определяются нагрузки, компонуются и рассчитываются конструкции, осознанный контроль над работой BIM, а значит и правильное использование результатов автоматизированного проектирования не представляется возможным. Изучение основ проектирования конструкций многоэтажных, высотных и большепролетных зданий позволяет создать базу для успешного применения на практике современных инструментов и создавать надежные, долговечные и экономичные стальные конструкции.

1. МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ НА СТАЛЬНОМ КАРКАСЕ

1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СТАЛЬНЫХ КАРКАСАХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ. КОМПОНОВКА КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Многоэтажными зданиями являются здания с числом этажей 9 и более. При высоте больше 75 м многоэтажное здание называется высотным. Если высота здания больше 100 м, то его относят к уникальным. Проектирование многоэтажного здания трудоемкий и ответственный процесс, при проектировании используют действующие нормы и рекомендации, широко используют типовые конструктивные решения. К высотным и уникальным многоэтажным зданиям предъявляются повышенные требования, учитывающие особенности их проектирования, строительства и эксплуатации (раздел 2).

Значительную часть застройки в небольших населенных пунктах составляют здания высотой до 5 этажей. В крупных городах широко распространены здания 9—20 этажей. Особенностью многоэтажных зданий является наличие достаточно часто расположенных перегородок и стен, делящих внутреннее пространство на отдельные помещения площадью от 9—60 м^2. Большинство массовых многоэтажных зданий в нашей стране построены из кирпича и сборного железобетона в 1960—1980-е годы по типовым проектам. Использование типовых проектов обеспечило высокую скорость возведения зданий и низкую стоимость строительства. Типовые планировки обеспечивали приемлемые условия для проживания [1]. Кроме кирпича и сборного железобетона многоэтажные здания могут проектироваться с использованием стальных каркасов. Стальные конструкции обладают высокой жесткостью и несущей способностью, при небольших поперечных сечениях и массе. При строительстве двух-трехэтажных зданий [2, 3] находят применение легкие стальные конструкции (ЛСТК) [4, 5]. Расход стали на каркасы жилых зданий при использовании ЛСТК составляет 30—41 кг/м^2.

В зарубежных странах до 70% строительных объектов возводятся с применением несущих стальных конструкций, в Российской Федерации металлические конструкции используются только в 10—15% зданий.

Объем использования стали в несущих каркасах многоэтажных зданий можно увеличить за счет применения типовых конструкций. Использование типовых конструкций и узлов сокращает время и стоимость проектирования и строительства. Типовые конструкции имеют высокую надежность, доступны, технология их изготовления и монтажа отработаны. Характерной особенностью типовых конструкций является модульность и широкий диапазон размеров. Типовые каркасы монтируются из повторяющихся несущих элементов (колонн, ригелей и связей) с использованием отработанных узлов, возможно применение готовых несущих объемных модулей [6, 7].

Каркасы многоэтажных зданий состоят из колонн, связей и перекрытий. Несущая способность и жесткость каркаса здания определяется взаимодействием всех элементов каркаса. Перекрытия передают нагрузку на вертикальные несущие конструкции, образуют горизонтальные жесткие диски, объединяющие колонны с вертикальными связями, влияют на горизонтальные перемещения и колебания каркаса.

Массовые многоэтажные жилые и общественные здания чаще всего имеют прямоугольный план и прямоугольное очертание в вертикальной плоскости. Здания сложной формы имеют большую архитектурную выразительность. С использованием стального несущего каркаса реализуемы любые объемно-планировочные решения, предлагаемые архитекторами.

Анализ объемно-планировочных решений позволил установить наиболее распространенные размеры в плане, которые имеют помещения жилых и общественных многоэтажных зданий. В жилых многоэтажных зданиях размеры помещений в плане назначают, как правило, в пределах 3—6 м, в общественных зданиях — до 6—9 м. Типовой шаг изменения размеров 600 мм. В нетиповых планировках возможно отклонение от указанных размеров, но и для нетиповых зданий расположение вертикальных несущих конструкций примерно соответствует указанным. В типовых зданиях типовые объемно-планировочные решения формируются так, чтобы вертикальные несущие конструкции каркаса располагались в плане в соответствии с планировочными ячейками размерами от 3 м до 9 м. При этом колонны размещаются в углах, а главные балки по контуру стандартных ячеек. Перекрытия будут иметь пролет равный размерам ячейки. В дополнение к колоннам и главным балкам в каркас могут включаться второстепенные балки и связи.

В многоэтажных зданиях перемещение между этажами осуществляется по лестницам и при помощи лифтов. Лестницы и лифты объединяют в лестнично-лифтовые узлы. Для обеспечения безопасной эвакуации из здания лестницы и лифты выполняют из материалов, которые не горят. Пути эвакуации делают незадымляемыми и изолируют от остального объема здания кирпичными или бетонными стенами. Стены лестнично-лифтовых узлов могут использоваться в качестве ядер жесткости, обеспечивающих жесткость и устойчивость всего каркаса здания.

Покрытия многоэтажных зданий могут быть скатными или плоскими. Скатные покрытия применяются, как правило, в зданиях до 6 этажей, при этом вместо чердака под скатным покрытием может устраиваться мансардный этаж. В более высоких зданиях применяются плоские покрытия. Для удаления воды

с покрытия устраивается наружный или внутренний водосток. В зданиях высотой до 5 этажей включительно применяется наружный водосток, в более высоких зданиях внутренний.

В современной застройке предпочтение следует отдавать многоэтажным зданиям, при проектировании которых учтены вопросы парковки жителей или посетителей. Требуемое количество машинно-мест для парковки легковых автомобилей, принадлежащих жителям многоэтажных зданий, следует определять из расчета 450 автомобилей на 1000 жителей. Парковки, размещаемые в здании, как правило, устраиваются в подвальных или цокольных этажах. При размещении парковок в здании расстояние между вертикальными несущими конструкциями каркаса следует назначать так, чтобы были обеспечены условия для размещения и маневрирования автомобилей. Наиболее просто эта задача решается, если шаг колонн парковки и шаг колонн жилой или общественной части здания совпадают. Если шаг колонн парковки больше, то для обеспечения прочности и жесткости здания для передачи нагрузки на колоны каркаса следует предусмотреть в каркасе здания аутригерную систему между подземной и надземной частью здания.

Несущие конструкции подземной части здания часто выполняют из монолитного железобетона. Использование монолита позволяет сформировать фундаментную плиту и связанную с ней систему монолитных вертикальных несущих конструкций подземной части. Фундаментная плита обеспечивает эффективную передачу нагрузки от здания на грунт. В зависимости от свойств грунта фундаментная плита устраивается на естественном или свайном основании. Одновременно с этим сплошная фундаментная плита является надежным полом для размещения служебных помещений и автопарковки. Монолитные вертикальные конструкции подвала и цоколя обладают высокой огнестойкостью, что очень важно, особенно при размещении в них парковки. Монолитные конструкции, размещаемые под землей, обладают по сравнению со стальными высокой коррозионной стойкостью. Использование монолитной подземной части многоэтажного здания позволяет обеспечить гидроизоляцию подвала и цоколя, что обеспечивает требуемые эксплуатационные качества подземной части. При наличии монолитной подземной части ряд колонн надземной части можно располагать независимо от колонн подземной. При этом для обеспечения прочности и жесткости здания в состав монолитной части следует ввести ригели или аутригеры, обеспечивающие передачу нагрузки от стальных колонн на железобетонные колонны.

Стальные каркасы многоэтажных зданий включают:

- колонны;
- ригели и балки перекрытий;
- диафрагмы или ядра жесткости;
- вертикальные и горизонтальные связи.

В настоящее время при проектировании и расчете многоэтажных зданий используется СП 54.13330.2016. «Здания жилые многоквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003» [8]. Для высотных зданий проектирование ведется по СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные.

Правила проектирования» [9]. В действующих нормах изложены общие положения расчета и проектирования многоэтажных зданий, указания по сбору нагрузки, рекомендации по расчету несущей способности и жесткости, даны требования к конструктивному решению каркаса, расчету с учетом возможных повреждений конструкций. Кроме этого, нормы содержат рекомендации по проектированию инженерных систем, тепловой защиты здания, изложены мероприятия: по обеспечению санитарно-гигиенических и экологических требований; по научно-техническому сопровождению строительства и эксплуатации многоэтажных зданий и комплексов; по комплексному обеспечению безопасности и антитеррористической защищенности многоэтажных зданий и комплексов.

Требования к объемно-планировочным решениям функционально-планировочных компонентов сформулированы в действующих нормативных документах. Объемно-планировочные и конструктивные решения не должны противоречить противопожарным, санитарно-эпидемиологическим, природоохранным и другим нормативным требованиям к многоэтажным зданиям.

Высота помещений различного назначения в многоэтажном здании определяется в соответствии с действующими нормами. В жилых помещениях высота от чистого пола до потолка должна быть, как правило, не менее 2,7 м.

Для зданий высотой до 10—20 этажей в качестве колонн можно применять доступные отечественные двутавровые прокатные профили. Для увеличения несущей способности прокатных профилей разработаны новые сортаменты [10] с увеличенной площадью сечений профилей. Прокатка профилей увеличенной площади требует модернизации металлургических предприятиях, на которых необходимо установка технологического оборудования, обеспечивающего изготовление профилей увеличенной площади. Колонны и балки также можно сваривать из листов толщиной 100 мм и более. Сварка профилей из толстых листов на заводах металлоконструкций выполняется с использование специализированного сварочного оборудования квалифицированными специалистами при постоянном контроле качества сварных швов. При соблюдении всех технологических требований надежность сварных профилей отвечает всем предъявляемым требованиям.

Качество возводимого каркаса в значительной мере зависит от качества изготовления конструкций. При проектировании металлических конструкций чертежи стадии КМ передаются на завод-изготовитель металлоконструкций, где по этим чертежам выполняются чертежи стадии КМД, по которым изготавливаются детали и выполняется сборка конструкции.

Все большее распространение получает информационное моделирование зданий и сооружений (BIM-технологии разработки проектной документации), при использовании которого создается цифровая модель, включающая сведения о геометрических параметрах, применяемых материалах, конструкции ограждения, назначении, нагрузках. В этом случае по объемно-планировочному решению здания строится пространственная модель несущих конструкций. При построении пространственной модели устанавливаются места, в которых конструкции пересекаются друг с другом, выявленные конфликты

устраняются, итоговая модель служит для разработки расчетной схемы. BIM-системы позволяют собрать нагрузку на расчетную схему, выполнить расчет перемещений и усилий, подобрать сечения элементов, запроектировать узлы. После расчета выполняются чертежи КМ конструкций и узлов. На заводах-изготовителях металлоконструкций модель BIM используется для разработки чертежей деталей, которые затем изготавливаются на станках с числовым программным управлением по электронным чертежам. Для сложных объектов на заводе выполняется контрольная сборка изготовленных конструкций, что обеспечивает точность монтажа конструкций на строительной площадке.

Готовые конструкции доставляют на место строительства, а затем из них монтируют каркас здания. Существенной проблемой, ограничивающей использование стальных конструкций при строительстве многоэтажных зданий массовой застройки является отсутствие типовых проектов. Использование типовых многократно повторяемых конструктивных решений стальных каркасов многоэтажных зданий обеспечивает высокое качество и надежность изготавливаемых каркасов, дает возможность строителям осуществлять быстрый монтаж и уменьшает сроки строительства. Типовые конструкции выполняются с использованием отработанных конструктивных решений, технологий и контрольных процедур.

Типовые проекты следует разрабатывать на здания массовой застройки. Каркас таких зданий удобно компоновать из типовых прямоугольных в плане несущих ячеек, включающих колонны, балки и связи. Несущие элементы каркаса должны быть запроектированы так, чтобы воспринимать нагрузку для помещений разного назначения и этажности во всех ветровых и снеговых районах страны. Следует предусмотреть возможность изменения планировки за счет использования балок и колонн отличных от основных, но обеспечивающих изменение формы плана здания. Проектирование в зданиях с использованием типовых решений сводится к привязке (т. е. учету) конкретных условий эксплуатации и выбору типовых колонн, балок и связей.

Монтаж стального каркаса требует от строителей высокой квалификации. Особые требования предъявляются к точности сборки (отклонения от проектного положения по горизонтали и вертикали, обеспечение допустимых зазоров в узлах). В железобетонных каркасных зданиях при соблюдении величины защитного слоя, диаметра и класса арматуры, класса бетона возможна некоторая вариация шага арматуры или величины нахлестки и анкеровки арматуры, что упрощает строительство здания. Для стальных конструкций точность сборки значительно выше. Необходимость соблюдения технологии устройства болтовых и сварных монтажных соединений. Для упрощения монтажа каркаса рациональна разработка типовых шарнирных и жестких монтажных соединений.

Особенности многоэтажных зданий

1. Значительные постоянные и временные нагрузки на несущие конструкции каркаса и фундаменты здания.
2. Существенное влияние на ветровой нагрузки на усилия в элементах каркаса и перемещения здания.

3. Необходимость учета резонансного вихревого возбуждения, неустойчивых колебаний в виде галопирования и дивергенции для многоэтажных зданий при соотношении высоты здания к его ширине более 7 (раздел 2.4.4).
4. Обеспечение требуемой огнестойкости несущих металлических конструкций каркаса многоэтажного здания. Стальные конструкции, нагретые до определенных температур, теряют несущую способность. Это свойство металлов называется температурной ползучестью. При достижении определенной температуры, которая называется критической, металлы полностью теряют прочность и неспособны воспринимать действующие нагрузки в табл. 1.1.1. Величина критической температуры конструкционных сталей близка к 500 градусам.

Таблица 1.1.1.

Критическая температура для разных T_{cr} металлов

Материал конструкции	T_{cr}, °C
Сталь углеродистая Ст3, Ст5	470
Низколегированная сталь марки 25Г2С	550
Низколегированная сталь марки 30ХГ2С	500

Стальной каркас без огнезащиты нагревается до критической температуры 500 градусов всего за 15 минут. Следовательно, для обеспечения требуемых для несущих конструкций многоэтажных зданий пределов огнестойкости (от 45 мин до 120 мин) необходима защита стальных каркасов от огня.

5. Повышенные требования к надежности несущего каркаса из-за опасных последствий для находящихся в здании и рядом с ним при обрушении здания (раздел 2.4.6).
6. Сложное инженерное оборудование здания, которое оказывает дополнительные, в том числе вибрационные, нагрузки на каркас, требует отдельных помещений и накладывает ограничения на габариты конструкций.
7. Необходимость обеспечения пожарной безопасности здания — объемно-планировочные решения с учетом требуемых путей эвакуации, устройство противопожарных преград, пожарные лестницы, вертолетные площадки на покрытии здания, устройство систем пожаротушения и дымоудаления.
8. Градостроительные проблемы — транспортные коммуникации, большая площадь стоянок для жильцов и посетителей, необходимость размещения у здания спецтранспорта, значительная мощность линий электро-, газо- и теплоснабжения.

Компоновка стального каркаса многоэтажного здания

Основой для разработки проекта несущего стального каркаса многоэтажного здания служит объемно-планировочное решение здания. При разработке объемно-планировочного решения на плане здания размещаются жилые и офисные помещения, коридоры, лестничные клетки, лифтовые шахты,

холлы, технические помещения, выполняется разбивка здания на этажи в вертикальном направлении. Расположение конструктивных элементов каркаса осуществляют с учетом единой модульной системы, используемой в строительстве [11]. Основные размеры здания пролет, шаг и высоту этажа следует назначать кратно основному строительному модулю М, равному в нашей стране 100 мм. Кроме основного модуля используются укрупненные модули (мультимодули) 60М, 30М, 15М, 6М, 3М, а также дробные модули (субмодули) 1/2М, 1/4М, 1/5М. Для многоэтажных зданий с примерно равными размерами помещений рекомендуются следующие группы укрупненных модулей 3М-6М-12М. При разработке объемно-планировочного решения на плане здания архитекторами размещаются разбивочные оси, на разрезах даются отметки пола каждого этажа.

Компоновку каркаса многоэтажного здания начинают с изучения объемно-планировочного решения, которое разрабатывается архитекторами. Отмечаются входные узлы, лестничные клетки, лифты, холлы, коридоры, жилые, офисные помещения, технические этажи. Анализ объемно-планировочного решения позволяет установить возможные места размещения несущих конструкций каркаса, определить нагрузку, учесть (в зависимости от места расположения) требования к огнестойкости и коррозионной стойкости конструкций.

После изучения объемно-планировочного решения приступают к размещению на плане здания вертикальных несущих элементов каркаса. Чаще всего заданную архитекторами сетку разбивочных осей и высотные отметки не меняют. В некоторых случаях при соответствующем обосновании и согласовании с архитекторами расположение осей и значения отметок может корректироваться. Оптимальная сетка колонн для рамных и рамно-связевых каркасов 5—6 м. Для повышения гибкости планировки шаг колонн увеличивают до 9—12 м и даже до 24 м. Чаще всего колонны размещают в углах прямоугольной сетки. Расстояние между осями обычно принимают кратным 600 мм.

Оси колонн, диафрагм, связей стараются размещать на разбивочных осях здания или привязывают к осям гранью элемента. Если нулевая привязка невозможна, на плане обязательно указываются расстояния от центра конструкции до осей двух направлений. На рис. 1.1.1 показаны варианты привязки колонн, стен и связей к осям.

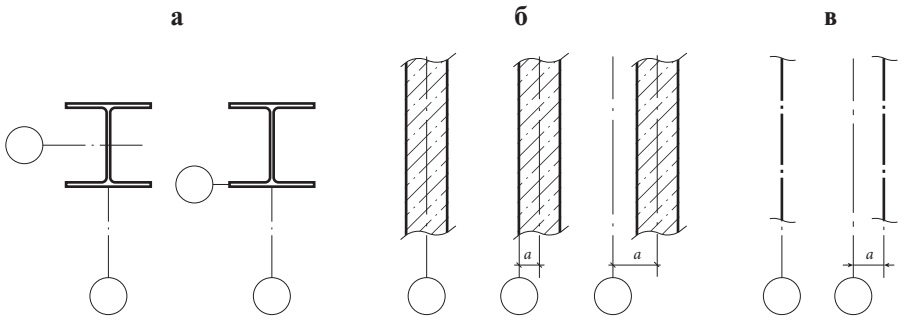


Рис. 1.1.1. Привязка колонн (*а*), диафрагм (*б*) и связей (*в*) к разбивочным осям

На этапе компоновки следует определиться с предварительными сечениями конструкций. Предварительные сечения назначают или с учетом накопленного опыта проектирования аналогичных конструкций, или на основании приближенного расчета. Выбор предварительных сечений при компоновке каркаса необходим для обеспечения назначенных архитекторами размеров помещений.

По вертикали конструкции перекрытия располагают так, чтобы высота помещений соответствовала требуемой величине, а общая высота здания была минимальна. Характерные высотные отметки привязываются к уровню чистого пола этажей. При назначении высотных отметок учитывается конструктивное решение перекрытия, конструкция пола, наличие подвесного потолка. Перекрытие может выполняться с размещением плиты перекрытия сверху балок, в этом случае высота перекрытия равна сумме высот балок и плиты перекрытия. При размещении плиты перекрытия в уровне балки высота перекрытия равна высоте балки.

На этом этапе компоновки следует определиться с конструктивным решением перекрытия. Принимается, как в плане будут располагаться балки перекрытий, как будет выполняться заполнение между ними. Может быть выбрано несколько вариантов компоновки перекрытия. Следует стремиться к минимальной строительной высоте перекрытий, что позволяет при проектировании уменьшить общую высоту многоэтажного здания.

Первый вариант компоновки перекрытия

В этом варианте перекрытия балки (главные балки или ригели) располагаются только между колоннами по разбивочным осям здания (рис. 1.1.2). Балки имеют значительную высоту сечения (350—500 мм при пролетах до 9 м), а плиты перекрытия должны работать на пролете, равном пролету главных балок. Для уменьшения высоты перекрытия плита перекрытия может опираться нижнюю полку двутавровой балки, при этом общая высота несущей части перекрытия не превысит высоту сечения балки. В качестве плиты перекрытия

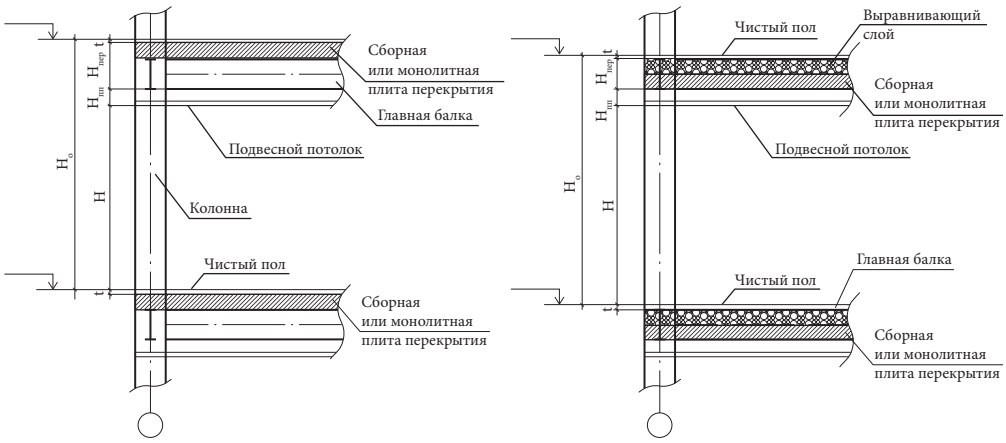


Рис. 1.1.2. Расположение основных несущих элементов каркаса по вертикали при пролете плит равном пролету главных балок

используются либо сборные пустотные плиты толщиной 220 мм, либо устраивается монолитная плита толщиной не менее 200 мм. При опирании плиты перекрытия на нижнюю полку балок, высота сечения которых больше толщины плиты, в качестве основания под пол используют выравнивающий слой из керамзита, керамзитобетона, полистиролбетона и т. п. легких материалов, обладающих достаточной несущей способностью для восприятия нагрузок, действующих на перекрытие.

На рис. 1.1.2 указаны следующие размеры: H_o — высота этажа, H — высота помещения в свету, $H_{пп}$ — привязка подвесного потолка, $H_{пер}$ — высота перекрытия, t — толщина пола, включая выравнивающую стяжку. Привязку подвесного потолка назначают минимально возможной с учетом конструкции крепления потолка к балкам и необходимого зазора для пропуска внутренних коммуникаций в здании.

Второй вариант компоновки перекрытия

К главным балкам, расположенным, как и в первом варианте между колоннами добавляются второстепенные балки, шаг которых назначается с учетом несущей способности заполнения между второстепенными балками (рис. 1.1.3—1.1.5). Обычно шаг второстепенных балок принимается в пределах от 1 м до 3 м. Второстепенные балки могут опираться на верхнюю полку главных балок — этажное опирание (рис. 1.1.3), в одном уровне (рис. 1.1.4) и на нижнюю полку — пониженное опирание (рис. 1.1.5). При устройстве монолитной железобетонной плиты по второстепенным балкам ее располагают или на верхней полке второстепенной балки, или в одном уровне с верхней полкой, или по нижней полке. Кроме монолитной плиты могут применяться вкладыши из легкого бетона, которые устанавливаются на нижнюю полку второстепенных балок после их монтажа. Максимальную высоту перекрытие будет иметь

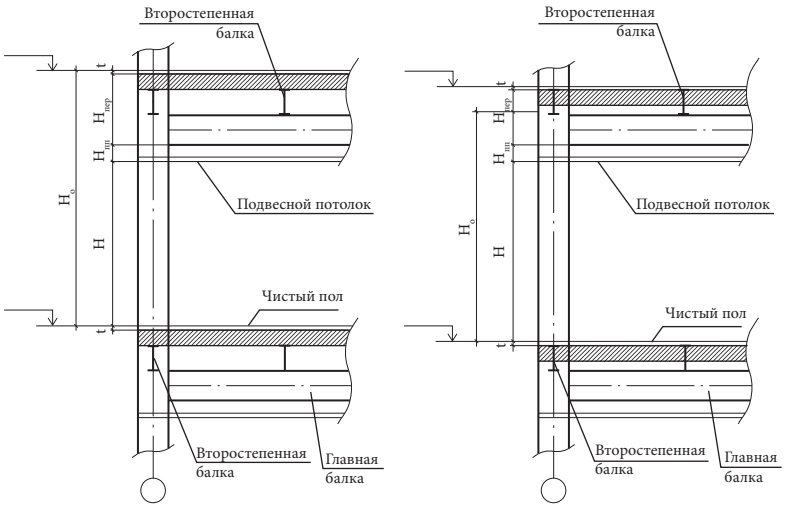


Рис. 1.1.3. Расположение основных несущих элементов каркаса по вертикали при этажном опирании второстепенных балок

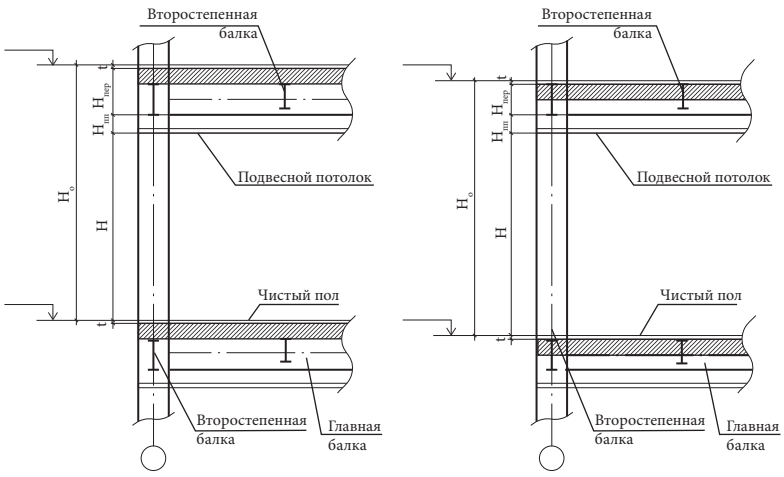


Рис. 1.1.4. Расположение основных несущих элементов каркаса по вертикали при опирании второстепенных балок на главные в одном уровне

при этажном опирании второстепенной балки на главную и устройстве монолитной плиты по верхней полке второстепенной балки. Минимальная высота будет у перекрытия с пониженным опиранием второстепенной балки на главную и устройством заполнения в пределах высоты сечения главной балки.

Колонны многоэтажных каркасных зданий удобно располагать в углах помещений. При этом балки перекрытий размещаются вдоль стен и могут заводиться в помещение ниже уровня потолка, т. к. в этом случае балка располагается в пределах стены и не ограничивает высоту помещения. Преимуществом такой компоновки является то, что при опирании на балку плиты перекрытия сверху можно не учитывать высоту балки при определении высотных отметок этажей и высоты здания в целом. Следует отметить, что пролет плиты перекрытия в этом случае должен быть равен шагу стен (рис. 1.1.6).

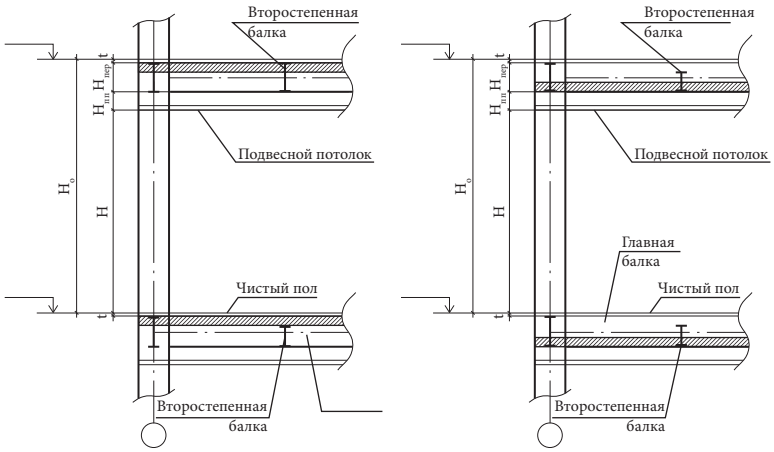


Рис. 1.1.5. Расположение основных несущих элементов каркаса по вертикали при пониженном опирании второстепенных балок

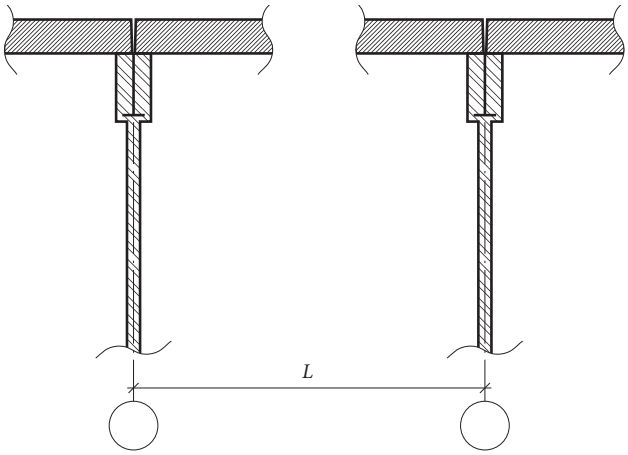


Рис. 1.1.6. Расположение балки перекрытия вдоль стены помещения

Важным компонентом несущего каркаса являются связи и диафрагмы жесткости, от правильного расположения которых зависит устойчивость и жесткость здания. Как диафрагмы могут использоваться стены лестничных клеток, холлов и лифтовых шахт. Чаще всего эти планировочные элементы располагаются в центре этажа и примыкают друг к другу и при использовании их стен в качестве диафрагм образуют ядро жесткости. Расположение ядра жесткости в центре этажа позволяет полезные помещения размещать по контуру здания, что улучшает их естественную освещенность и вентиляцию наружным воздухом. Кроме того, наличие ядра жесткости в центре каркаса зданий с примерно равными шириной и длиной в плане позволяет наиболее рационально воспринимать боковые нагрузки на наружные стены от ветра или сейсмические воздействия. При этом температурная нагрузка не оказывает значительного влияния на усилия в элементах каркаса. Для зданий, длина которых заметно больше ширины, формируется несколько регулярно расположенных по длине здания ядер жесткости. В этом случае для уменьшения усилий от температурной нагрузки следует разбить здание по длине на несколько деформационных блоков.

Расположение лестниц и лифтов в здании задается архитекторами, которые учитывают требования и рекомендации, сформулированные в ряде документов [12]. Более подробно вопросы устройства лифтовых шахт рассмотрены в разделе 2.7. Толщина стен лестничных клеток и диафрагм определяется расчетом и принимается не менее 140 мм. Толщина стен лифтовых шахт принимается не менее 120 мм. На плане здания при осуществлении компоновки каркаса стены лестничных клеток, диафрагмы, стены лифтовых шахт привязывают к сетке осей, которая в этих местах может иметь шаг, отличный от принятого для остальной части здания. По возможности стены ядра жесткости привязывают к осям так, чтобы ось стены совпадала с разбивочной осью.

Вертикальные связи располагают так, чтобы каждое перекрытие было закреплено в горизонтальной плоскости не менее, чем в трех не пересекающихся в одной точке и не параллельных направлениях. Перераспределение усилий

между рамами без связей на рамы связевых блоков осуществляется за счет жесткого диска перекрытия. Связи можно располагать в стенах лестничных клеток и лифтовых шахт. Рационально связи располагать в плане симметрично относительно центра здания. Для сложных в плане зданий связи могут располагаться нерегулярно. Вертикальные связи всегда устраиваются между колоннами, поэтому привязка связей в плане такая же, как и у колонн, к которым они крепятся.

На схемах расположения элементов выполняется маркировка колонн, балок и связей, которая заносится на чертежах в ведомость элементов. В ведомости указывается сечение элемента, усилия в прикреплениях элемента и сталь, из которой изготавливается элемент.

1.2. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАРУЖНЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Несущие конструкции многоэтажных зданий со стальным каркасом монтируются из элементов, изготовленных на заводах с использованием монтажных узлов, выполняемых на болтах или сварке. Все это обеспечивают быструю сборку каркаса, воспринимающего действующие на здание нагрузки. Комфортное пребывание людей, экономичность и длительность эксплуатации здания обеспечивают ограждающие конструкции. Ограждающими конструкциями здания являются покрытие и наружные стены.

Вертикальные наружные ограждающие конструкции или наружные стены имеют большую площадь, поэтому от их конструктивного решения зависит срок возведения, экономичность и надежность эксплуатации здания. В зданиях со стальным каркасом находят применение наружные самонесущие и навесные стены.

Самонесущие стены могут применяться только при высоте здания до 5 этажей. Такие стены возводятся на отдельном ленточном фундаменте, на который и передается вес стены. Со стальным каркасом здания самонесущие кирпичные стены связаны так, чтобы исключить перемещение стены в горизонтальном направлении при свободном перемещении в вертикальном направлении относительно каркаса. Связи обеспечивают передачу ветровой нагрузки со стены на каркас, при этом вес стены на каркас не передается.

В более высоких зданиях используются навесные стены. Навесные стены опираются на несущий каркас на каждом этаже. Вес навесных стен и ветровая нагрузка, действующая на них, передаются на каркас здания.

При выборе вертикальных наружных ограждающих конструкции следует обращать внимание на обеспечение требуемых теплофизических свойств (большое сопротивление теплопередаче, паро- и воздухопроницанию). Наружные стены должны быть долговечными, безопасными, обладать требуемой огнестойкостью, иметь выразительный внешний вид, быть экономичными.

Следует обратить внимание на то, что кроме рассмотренных ниже находят применение и другие типы наружных ограждающих конструкций. Некоторые из этих конструкции рассмотрены в пособиях, изданных АРСС [21, 22].

1.2.1. Наружные вертикальные ограждающие конструкции многоэтажных зданий из мелкоразмерных элементов

Наружные стены многоэтажных зданий могут выполняться из мелкоразмерных элементов, к которым относятся полнотелый и пустотелый кирпичи, крупные керамические пустотные камни, газосиликатные блоки и блоки из ячеистого и легкого бетона.

Кирпичные стены зданий со стальными каркасами могут быть самонесущими и навесными. Эти стены выполняются из керамических или силикатных кирпичей на цементно-песчаном растворе. Марка кирпичей варьируется от М75 до М150, раствора от М50 до М150. Кирпичная стена состоит из внутренней части, утеплителя, ветрозащитной пленки и отделочного покрытия. Внутренняя часть самонесущей стены имеет толщину от 120 до 510 мм. У навесных стен внутренняя часть выполняется толщиной 120 или 250 мм. Для обеспечения требуемых теплотехнических свойств снаружи кирпичной стены размещают утеплитель из минеральной ваты или пенополистирола, которые крепятся к кирпичной стене на анкерах. Толщина утеплителя определяется теплотехническим расчетом. Для защиты утеплителя от повреждения и воздействий внешней среды снаружи утепляющий слой закрывается или слоем штукатурки по полимерной сетке, или отделочным слоем лицевой кирпичной кладки толщиной 120 мм, или за счет устройства вентилируемого фасада. С особенностями конструктивного решения кирпичных стен можно познакомиться в соответствующих курсах описывающих архитектурные конструкции гражданских зданий.

При определении нагрузки от веса стен на каркас необходимо использовать справочные данные по удельному весу отдельных конструктивных слоев кирпичной стены. В среднем для кладки из полнотелого кирпича удельный вес составляет 18 кН/м^3, для кладки из пустотного кирпича 14 кН/м^3, утеплитель имеет удельный вес 0,75—1,0 кН/м^3, отделочный слой в виде штукатурки 18 кН/м^3, навесной фасад 0,25—0,75 кН/м^2.

Из-за большого собственного веса наиболее рациональной областью применения кирпичных стен являются самонесущие стены, которые не передают вес стен на каркас. Для зданий высотой более 5 этажей стены будут опираться на каркас, поэтому для уменьшения веса стен следует использовать пустотные кирпичи с наружной штукатуркой или вентилируемым фасадом. При устройстве навесных кирпичных стен не менее 3/4 внутренней несущей части стены должны опираться на перекрытия или ригели каркаса. В том случае, если ширина опирания на перекрытия внутренней части стены меньше указанной, то в конструкции каркаса следует предусмотреть устройство дополнительных контурных балок, прикрепляемых к крайним колоннам каркаса так, чтобы верх этих балок находился на одном уровне с верхом перекрытия или ригеля. На рисунках 1.2.1 и 1.2.2 показаны узлы опирания навесных кирпичных стен на стальной каркас.

Наружные стены из крупных керамических пустотных камней состоят из внутренней несущей части и наружной облицовки. Несущая часть

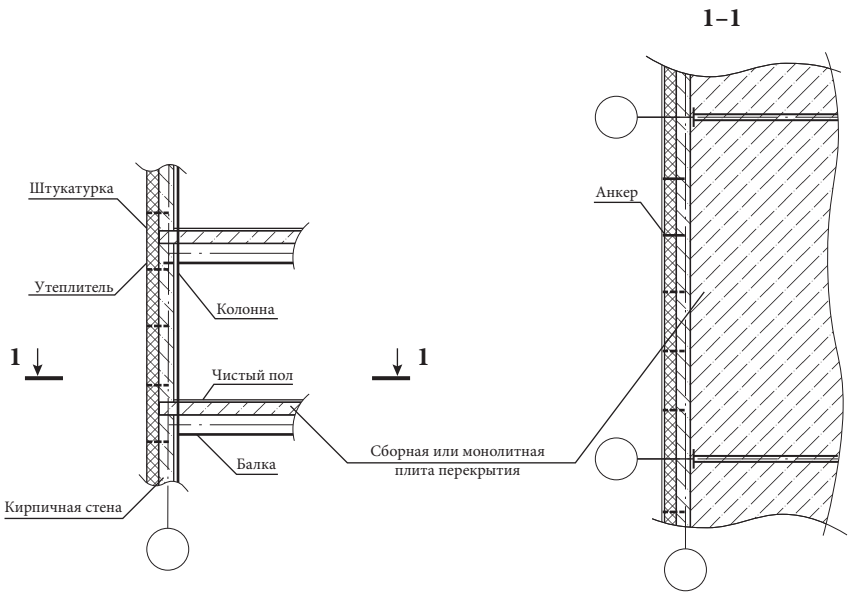


Рис. 1.2.1. Наружная стена с опиранием кирпичной части на железобетонную плиту перекрытия

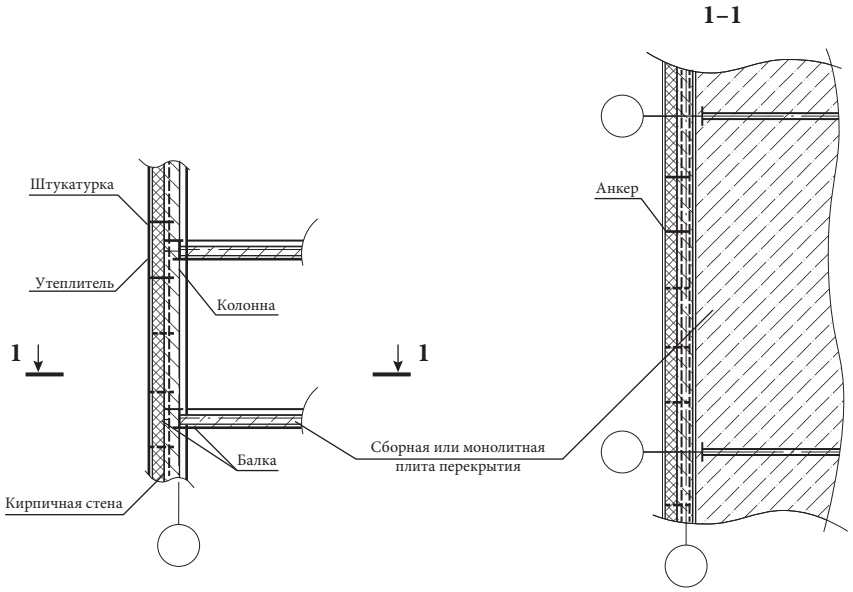


Рис. 1.2.2. Наружная стена с опиранием кирпичной части на балку перекрытия и контурную балку

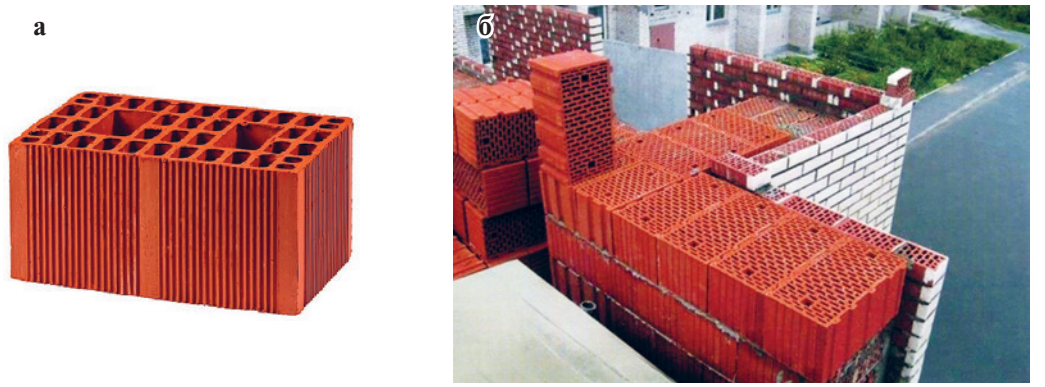


Рис. 1.2.3. Наружная стена из керамических камней:
а) общий вид камня; *б*) конструкция стены

выполняется из керамических пустотных камней, а облицовка из лицевого кирпича (рис. 1.2.3).

Крупные керамические камни выпускаются в соответствии с ГОСТ 530—2012 [13]. Крупные керамические камни имеют размеры кратные размерам обычных кирпичей. Длина камней 250 или 380 мм, ширина камней 120 или 250 мм, толщина 140 мм. Увеличенные камни имеют следующие размеры: длина 510 мм, ширина 250 мм, толщина 219 мм. Камни выполняются с вертикальными и горизонтальными пустотами. Плотность камней варьируются для камней крупноформатных пустотелых из пористой керамики от 600 до 800 кг/м^3, для камней пустотелых от 800 до 1400 кг/м^3.

Особенностью стены из керамических камней является их высокая прочность (марка камня 100—150), долговечность, простота конструкции, использование облицовки из лицевого кирпича. Коэффициент теплопроводности кладки из таких камней 0,16—0,54 Вт/м·°С. Для эффективных камней коэффициент теплопроводности в 1,5—2 раза меньше коэффициента теплопроводности для кладки из обычных кирпичей. При толщине 640 мм сопротивление теплопередаче стены составляет от 3,0 до 3,5 м^2·°С/Вт, что позволяет обеспечить требуемое по нормам сопротивление для жилых и общественных зданий в районах, градусосутки отопительного периода в которых составляют до 6000. Значительным преимуществом стен из керамических камней является их монолитная структура, что затрудняет попадание внутрь стены влаги, малое воздухо- и паропроницание. Эти стены обладают высокой тепловой инерцией, позволяющей сгладить колебания наружной температуры. Недостатками стен из керамических камней являются большой собственный вес, что увеличивает нагрузку на стальные конструкции каркаса; большая трудоемкость изготовления (которая, однако значительно меньше по сравнению со стеной из обычного или пустотелого кирпича); сложные узлы примыкания стен к перекрытиям.

Стены из крупных керамических камней могут быть самонесущими при высоте здания не более 5 этажей или навесными. Для навесных стен опирание на горизонтальные несущие конструкции перекрытий или контурные балки должно осуществляться на ширину не менее 3/4 толщины стены. При этом

лицевая кирпичная кладка должна полностью изолировать стальной каркас от внешней среды, а кирпичи для лицевой кладки должны быть пустотелым для обеспечения требуемого сопротивления теплопередачи.

Для фиксации каменной кладки стену из крупных керамических блоков необходимо прикрепить анкерами из арматуры диаметром 8—10 с шагом 500—600 мм к колоннам и балкам перекрытия. Анкера заводятся в стену при возведении стены.

Стены из легкобетонных или газосиликатных блоков состоят из внутренней части утеплителя, воздушного зазора и облицовки (рис. 1.2.4).

Внутренняя часть выполняется из крупных блоков размерами 625 × 250 × 500 мм на специальном клее. Толщина клеевого слоя 1—4 мм. Легкие блоки имеют малый коэффициент теплопроводности (примерно 0,12 Вт/(м · град.)), плотность от 400 до 700 кг/м^3.

Стена из блоков может использоваться, как самонесущая конструкция при высоте здания 2—3 этажа. Для более высоких зданий стены из блоков навесные и опираются на каждое из нижерасположенных перекрытий и примыкают к вышерасположенному перекрытию. Изнутри стена из блоков штукатурится.

Легкие блоки имеют большой коэффициент паропроницания, что может вызвать рост влажности блоков в зимний период. Накопление влаги снижает долговечность конструкции и ухудшает санитарно-гигиенические условия в здании. В связи с этим приходится устраивать вентилируемый воздушный зазор, что усложняет устройство и эксплуатацию стены. При необходимости в состав стены из блоков может вводиться с наружной стороны блоков утепляющий слой. Использование лицевого кирпича рекомендуется только для самонесущих стен. Фиксация отделочной кирпичной кладки осуществляется на специальных стальных анкерах, которые устанавливается через 5 рядов кладки с шагом не менее 700 мм по горизонтали. Для навесных стен применяются вентилируемые фасады, в которых облицовка выполняется из керамогранита или композитных панелей, для фиксации которых используется система металлических направляющих, прикрепленных анкерами к блокам.

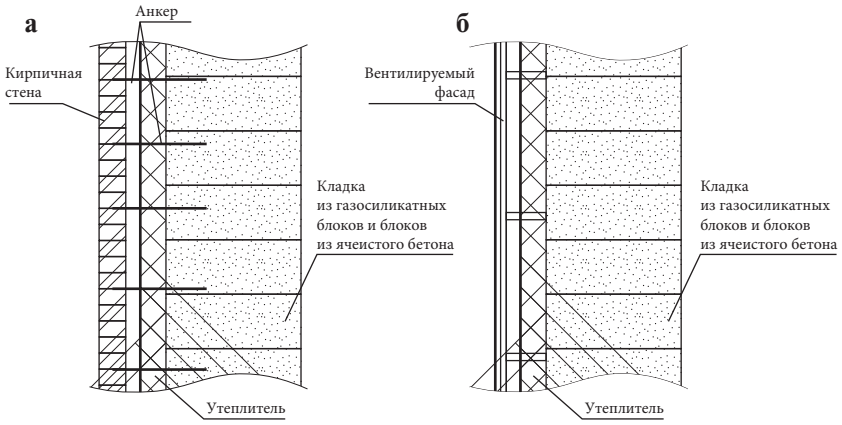


Рис. 1.2.4. Наружная стена из газосиликатных блоков и блоков из ячеистого бетона: *а*) самонесущая стена; *б*) навесная стена

Стена из блоков, по сравнению со стеной из керамических камней, при наличии вентилируемого зазора обладает более сложной конструкцией и меньшей долговечностью. Вентилируемый зазор способствует быстрому распространению огня по нему при пожаре, в нем накапливается пыль, мусор.

1.2.2. Наружные вертикальные ограждающие конструкции многоэтажных зданий из трехслойных металлических панелей

Наружные стены многоэтажных зданий могут выполняться из трехслойных металлических панелей. На рис. 1.2.5 показан общий вид многоэтажного здания со стенами из трехслойных сэндвич панелей.



Рис. 1.2.5. Наружная стена из трехслойных металлических панелей

Трехслойная панель (сэндвич-панель) состоит из двух металлических чаще всего стальных, гофрированных оболочек, между которыми располагается эффективный утеплитель. Оболочки выполняются из рулонной оцинкованной стали толщиной 0,5—0,7 мм. Внутренняя поверхность оболочек покрывается защитным полиэфирным или эпоксидным грунтом, наружная поверхность окрашивается коррозионностойкими красками или полимерной пленкой. Цвет наружной поверхности выбирается в зависимости от архитектурного решения фасада. Ширина панелей 1000 и 1200 мм, длина до 13 м. По длине панели могут разрезаться на меньшие размеры. Продольные торцы панелей имеют фигурную форму для устройства сопряжения панелей на монтаже, поперечные торцы панелей плоские. На рис. 1.2.6 показан общий вид трехслойных панелей.

Швы между панелями могут выполняться двух видов (рис. 1.2.7). Продольные швы за счет фигурной формы обеспечивают тепло-, паро- и воздухонепроницаемость без использования дополнительных элементов. В монтажных

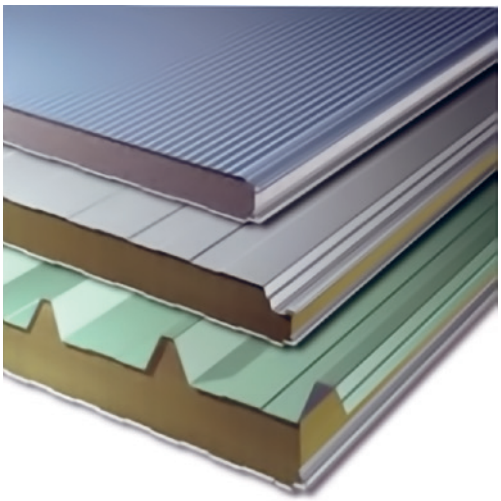


Рис. 1.2.6. Трехслойные металлические панели

швах плоские торцы панелей не обеспечивают требуемых изолирующих свойств, поэтому в таких стыках дополнительно размещают вкладыши из теплоизоляционных материалов, снаружи шов закрывают дополнительным листовым фартуком.

Трехслойные панели могут крепиться непосредственно к несущим конструкциям стального каркаса или к дополнительным фахверковым элементам с использованием самосверлящих болтов. Для зданий с высотой этажа примерно 3 м возможно вертикальное расположение трехслойных панелей, которые крепятся только к ригелям. При шаге колонн до 6,5 м панели можно располагать горизонтально и крепить только к колоннам. Фахверк (стеновой каркас) необходим для крепления трехслойных панелей в районе проемов в стене. На рис. 1.2.8 показаны варианты расположения трехслойных панелей в наружных стенах.

Преимуществом стен из трехслойных панелей является их малый вес, максимальная заводская готовность, что обеспечивает высокое качество панелей и ускоряет монтаж. Однако этим стенам присущ ряд недостатков. Трехслойные панели обладают малой тепловой инерцией и поэтому чувствительны к колебаниям температуры.

а



б



в

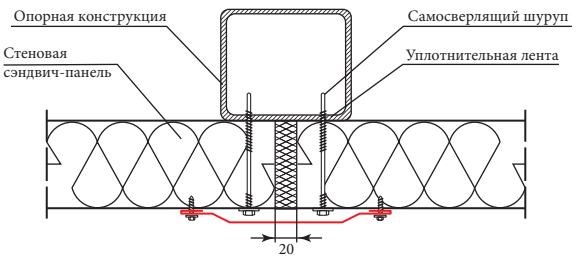


Рис. 1.2.7. Монтажные швы трехслойных стеновых панелей: *а*) шов при фигурной форме продольного торца панели; *б*) шов при плоском поперечном торце панели

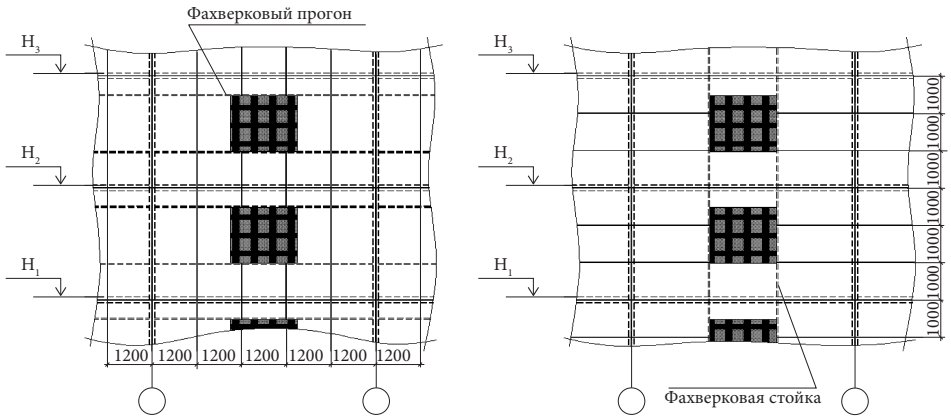


Рис. 1.2.8. Варианты расположения трехслойных панелей в наружных стенах: *а*) вертикальное расположение панелей; *б*) горизонтальное расположение панелей

Существенным недостатком трехслойных панелей является наличие монтажных швов. Монтажные швы снижают долговечность конструкции и увеличивают потери тепла. На рис. 1.2.9 показан тепловизионный снимок стены из трехслойных панелей, который свидетельствует о повышенных потерях тепла через стык панелей.

В районе стыка имеет место повышенное паро- и воздухопроницание, что ухудшает санитарно-гигиенические условия в помещениях.

Крепление панелей к каркасу выполняется самосверлящими болтами, которые устанавливаются с наружной стороны панелей и являются теплопроводными включениями, через которые происходит повышенная потеря тепла. На рис. 1.2.10 представлено распределение температуры на внутренней поверхности стены из трехслойных панелей в районе самосверлящих болтов, полученное расчетом трехмерных температурных полей.

Потери тепла через теплопроводные включения в виде болтов уменьшают сопротивление теплопередаче стены до 8%. Кроме того, через

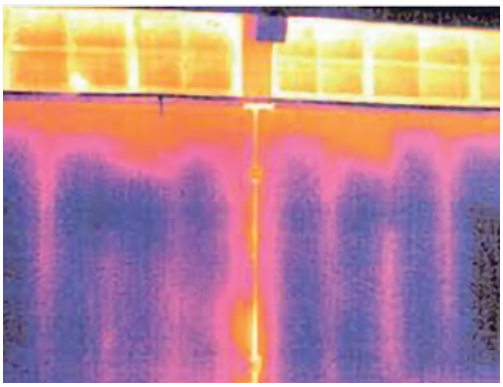


Рис. 1.2.9. Тепловизионный снимок наружной стены из трехслойных панелей

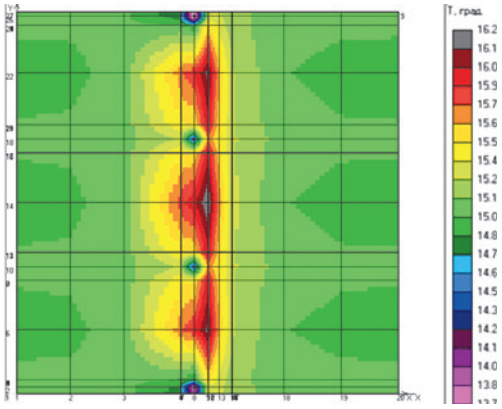


Рис. 1.2.10. Распределение температуры на внутренней поверхности стены из трехслойных металлических панелей в районе самосверлящих болтов

отверстия в панелях, образованные болтами, в конструкцию стены попадает атмосферная влага, в них происходит конденсации водяного пара, через них идет дополнительная фильтрация воздуха. Все это ведет к ухудшению температурно-влажностного режима в помещениях здания и уменьшает долговечность ограждения.

Стены из трехслойных панелей — это навесные стены, передающие вес и ветровую нагрузку на несущий каркас. Нагрузку от собственного веса следует принимать с учетом применяемых панелей. Приближенно вес таких стен составляет 0,5—0,8 кПа.

1.2.3. Каркасно-обшивные стены многоэтажных зданий

Каркасно-обшивные стены (КОС) представляют собой стальной каркас из гнутых термопрофилей, между которыми размещается утеплитель из минеральной ваты. Изнутри в состав стены входит облицовка из двух слоев гипсокартона, между которыми выполняется пленочная пароизоляция. Снаружи утеплителя обязательно выполняется ветрозащита для исключения потерь тепла из-за инфильтрации холодного воздуха внутрь стены. Проблема инфильтрации воздуха особенно актуальна для холодных районов нашей страны, что требует уделять качеству ветрозащиты серьезное внимание. Даже незначительные повреждения ветрозащитного слоя ведут к резкому росту потерь тепла. Пленочная ветрозащита может выполняться непосредственно по утеплителю или по закрепленной на утеплителе фасадной плите. Снаружи стены устраивается декоративная облицовка по цементно-минеральной или цементно-стружечной плите. Наружные плиты крепятся к обрешетке из гнутых профилей. Обрешетка передает нагрузку от веса облицовки на основной каркас стены и формирует вентилируемый зазор в конструкции. На рис. 1.2.11 показана каркасно-обшивная стена.

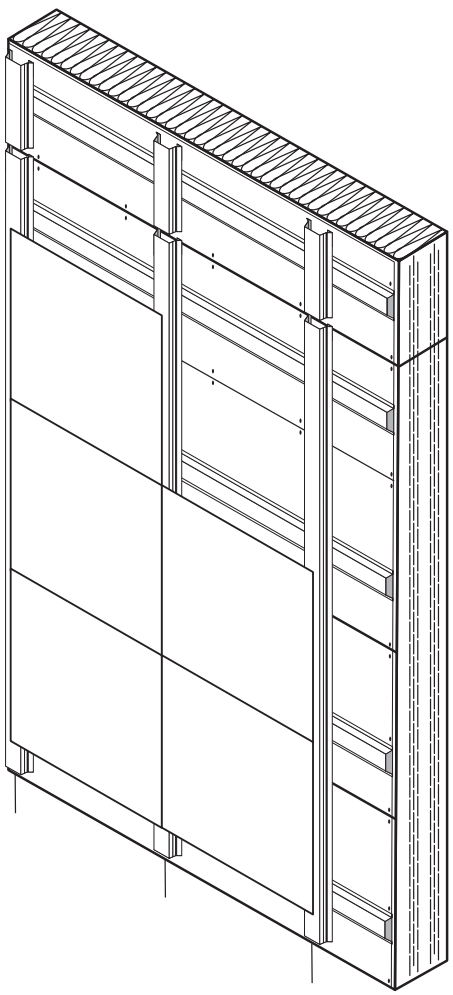


Рис. 1.2.11. Каркасно-обшивная стена

Каркасно-обшивные стены — это навесные стены. Вес стен передается на несущие конструкции каркаса

здания. Приближенно нагрузку от веса КОС можно принимать в диапазоне от 50 до 80 кг/м^2. Ветровая нагрузка, действующая на стену, передается на каркас здания. При расчете крепления КОС к каркасу следует учитывать значительные ветровые нагрузки, отрывающие ограждение от каркаса в углах и карнизах здания.

Подробно конструкция каркасно-обшивных стен рассмотрена в разделе в разделе 8.3.2 части 1.

1.3. ПЕРЕКРЫТИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

В жилых и общественных зданиях типовые объемно-планировочные решения формируются так, что вертикальные несущие конструкции располагаются в плане в соответствии с планировочными ячейками размерами от 3000 мм до 9000 мм. Типовой шаг изменения размеров 600 мм. Указанные размеры планировочных ячеек позволяют разместить любые жилые помещения и легко реализуются с использованием типовых сборных железобетонных конструкций — балок и плит. В нетиповых планировках возможно отклонение от указанных размеров. Стальные каркасы рационально компоновать с размещением колонн в углах стандартных ячеек, конструкции перекрытий будут иметь пролет равный размерам ячейки. При выборе сборной конструкции перекрытия следует учитывать номенклатуру изделий, выпускаемых на предприятиях стройиндустрии, возможность применения современных железобетонных конструкций непрерывного бетонирования с последующей разрезкой на отдельные плиты. Сборная конструкция перекрытий позволяет свести работу на строительной площадке преимущественно к монтажу готовых элементов.

Перекрытия многоэтажных зданий должны быть экономичными, простыми в изготовлении и монтаже. Разработка оптимальной конструкции перекрытий отвечает современным тенденциям проектирования и позволяет выбирать наилучшее конструктивное решение для конкретных условий строительства и эксплуатации здания. Многоэтажное здание — это объект, в котором находится большое количество людей. Их безопасность обеспечивается выбором такой конструкции, которая способна воспринимать проектные нагрузки весь период эксплуатации. Перекрытия должны иметь требуемую огнестойкость и сохранять живучесть при локальных повреждениях. При анализе устойчивости каркаса многоэтажного здания перекрытиям следует уделять особое внимание из-за того, что обрушение перекрытия резко увеличивает нагрузку на нижерасположенные перекрытия и кратно увеличивает расчетную длину колонн.

Перекрытия многоэтажных зданий обеспечивают восприятие распределенной на этажах нагрузки и передачу ее на несущие конструкции каркаса. Перекрытия в зданиях со стальным каркасом состоят из балок перекрытия и опирающегося на балки заполнения в виде сборных и монолитных железобетонных плит, легкобетонных вкладышей, профилированного настила и т. п. Перекрытие может иметь конструкцию, обеспечивающую формирование жесткого диска, связывающего все колонны в горизонтальной плоскости с вертикальными связями или ядром жесткости, что позволяет обеспечить жесткость

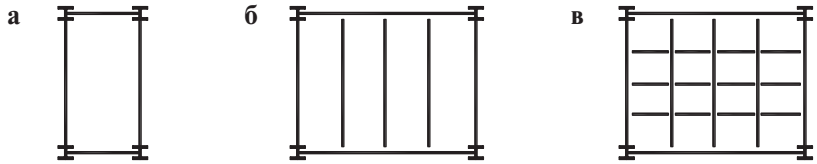


Рис. 1.3.1. Балочные перекрытия зданий с рамными и связевыми каркасами: *а*) упрощенная схема; *б*) нормальная; *в*) усложненная

и устойчивость здания. Перекрытия должны обладать требуемой несущей способностью и жесткостью. Особым требованием к конструкциям перекрытия является требование исключения чрезмерных колебаний при движении людей по перекрытию, т. е. исключение зыбкости перекрытий.

При выборе конструкции перекрытия необходимо учитывать наличие на перекрытии стен и перегородок. Для перекрытий монолитных или из сборных пустотных плит перегородки можно располагать в любом месте перекрытия. В зданиях с перекрытиями со второстепенными балками перегородки и стены следует опирать непосредственно на балки, а не на заполнение балок.

Балочные перекрытия каркасных зданий с рамным или связевым каркасом в зависимости от конструктивного решения ограждения перекрытия могут иметь компоновку, показанную на рис. 1.3.1.

Если конструкция перекрытия позволяет разместить между балками заполнение, то используются упрощенная балочная схема. При необходимости в конструкцию балочного перекрытия включают балки настила, шаг которых определяется конструкцией настила. При шаге колонн в обоих направлениях более 6 м возможно применение усложненных балочных клеток, в состав которых кроме ригелей и балок настила входят второстепенные балки.

Балочные перекрытия каркасных зданий со стволом жесткости могут выполняться по схемам, показанным на рис. 1.3.2.

Отдельной проблемой зданий со стальным каркасом является устройство балконов. Несущие конструкции балкона, крепятся к основному каркасу и выходят за теплый контур здания. Стальные балки балкона к каркасу здания следует крепить с использованием специальных вкладышей, коэффициент теплопроводности которых значительно меньше коэффициента теплопроводности

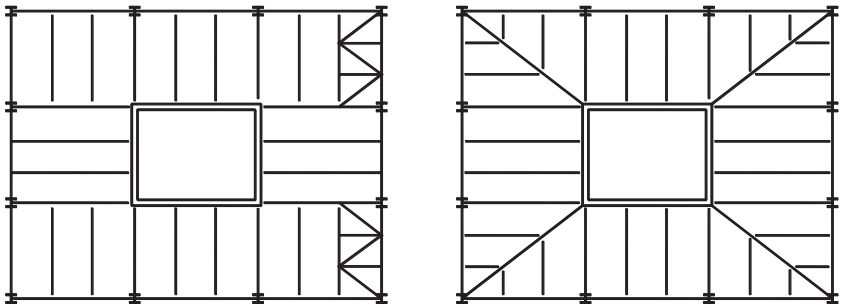


Рис. 1.3.2. Балочные перекрытия каркасных зданий со стволом жесткости

балок, а прочность и жесткость достаточны для обеспечения прочности, устойчивости и жесткости балкона. На рис. 1.3.3 показан вкладыш для крепления консольных балок.

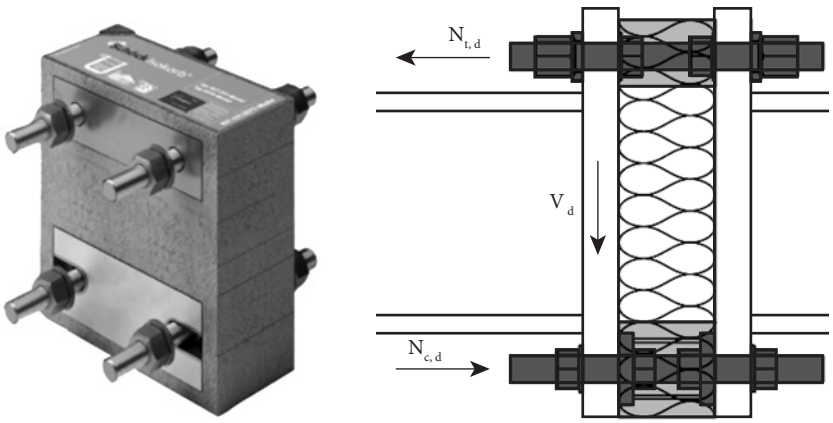


Рис. 1.3.3. Теплоизоляционный вкладыш для крепления консолей к стальному каркасу

1.3.1. Монолитные перекрытия многоэтажных зданий

В многоэтажных зданиях широко применяются монолитные железобетонные перекрытия. Технология устройства монолитных перекрытий достаточно отработана. Однако в зданиях со стальным каркасом конструкция монолитных перекрытий имеет определенные особенности.

В монолитных зданиях плита перекрытия образует единую несущую систему с балками. В зданиях со стальным каркасом балки могут работать как совместно, так и отдельно от плиты. На рис. 1.3.4 показаны варианты монолитных железобетонных перекрытий многоэтажных зданий со стальным каркасом.

Толщина плиты перекрытия, как правило, принимается равной 100—200 мм, шаг балок 1000—6000 мм. В вариантах *а*), *б*), *в*) и *г*) монолитная плита и стальные балки соединяются друг с другом так, чтобы исключить потерю устойчивости балок и обеспечить за счет формирования жесткого диска перекрытия взаимодействие всех колонн с вертикальными связями и ядрами жесткости, что решает проблему устойчивости и жесткости здания. На восприятие вертикальной нагрузки балки и плита работают раздельно. Такое решение менее экономично по расходу стали, но за счет своей простоты и изученности напряженно-деформированного состояния плиты и балок оно широко применяется при проектировании.

Варианты *а*) и *б*) имеют увеличенную строительную высоту, при этом не все балки могут располагаться по контуру помещения, что ведет к увеличению высоты здания.

Варианты *а*) и *в*) реализуются с применением инвентарной опалубки. Эта технология хорошо отработана на монолитных зданиях. После установки

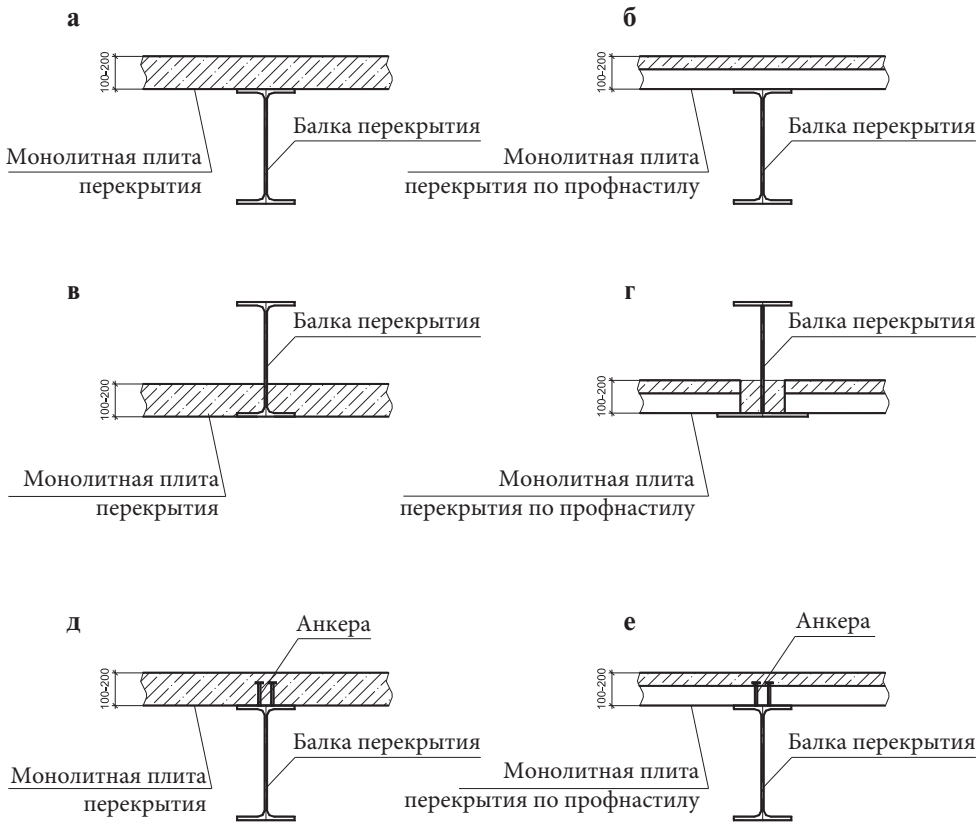


Рис. 1.3.4. Перекрытия многоэтажных зданий со стальным каркасом с монолитными железобетонными плитами с опиранием: *а*) на верхнюю полку балки по съемной опалубке без устройства связей, воспринимающих сдвиг; *б*) то же по несъемной опалубке из профилированного настила; *в*) на нижнюю полку по съемной опалубке; *г*) то же по несъемной опалубке из профилированного настила; *д*) на верхнюю полку балки с устройством противосдвиговых связей и образованием композитной сталежелезобетонной конструкции по съемной опалубке; *е*) то же по несъемной опалубке из профилированного настила

опалубки в проектное положение выполняется армирование и укладывается бетонная смесь. Разборка опалубки производится после набора прочности бетона. Эти варианты имеют более низкий (до 12 кг/м^2) расход стали по сравнению с вариантами *б*) и *г*). Преимуществом варианта *в*) является гладкая нижняя поверхность, что облегчает отделку помещения.

При реализации вариантов *б*) и *г*) за счет использования несъемной опалубки из профилированного настила ускоряется устройство монолитной плиты из-за отсутствия операции разборки опалубки.

Трудоемкость устройства монолитных перекрытий выше, чем перекрытий из сборных железобетонных плит.

Варианты монолитных перекрытий с объединением железобетонной плиты и стальных балок в сталежелезобетонную конструкцию позволяют уменьшить

расход стали на перекрытие. Суммарная высота таких перекрытий меньше, чем перекрытий, в которых балка и плита не объединены. В объединенной конструкции плита работает в основном на сжатие, стальная балка — преимущественно на растяжение. Бетонирование плиты при использовании несъемной опалубки выполняется, как правило, без использования временных монтажных опор. При действии расчетной нагрузки в стальной балке допускается развитие пластических деформаций. Если пластика в балке не допустима, то перед бетонированием балки устанавливают на временные монтажные опоры, которые убирают после полного набора прочности бетона. Расчет монолитных сталежелезобетонных перекрытий конструкции выполняется с использованием рекомендаций и действующих нормативных документов [14].

Монолитные железобетонные перекрытия широко применяются при строительстве многоэтажных зданий в нашей стране и за рубежом, их узлы и технология возведения хорошо проработаны. Наибольшее распространение получили сталежелезобетонные перекрытия с монолитной плитой по верхней полке балок с несъемной опалубкой из профилированного настила и противосдвиговыми связями из стад-болтов (рис. 1.3.5).

Особенности работы, расчета и проектирования сталежелезобетонных перекрытий рассмотрены в разделе 8.1 части 1.

Профилированный настил может использоваться не только как несъемная опалубка, но и как внешняя арматура. Для это применяется профилированный настил специальных типов. Использование внешнего армирования значительно упрощает конструкцию перекрытия и уменьшает расход стали. Однако профилированный настил при пожаре быстро нагревается, огнезащиту тонкостенного профнастила при его большой поверхности выполнить очень сложно. Для обеспечения несущей способности таких перекрытий необходимо дополнительное армирование плиты. Чаще всего дополнительную арматуру устанавливают в ребрах плиты. Защитный слой арматуры выбирают так, чтобы температура не достигала критической за требуемый промежуток времени, соответствующий категории огнестойкости здания. На рис. 1.3.6 показана температура внутри ребра в различные промежутки времени.

Температура 400 градусов достигается в профилированном настиле уже через 19 минут, в арматуре при толщине защитного слоя в 60 мм через 40 минут после начала пожара. Критическая температура 500 градусов достигается в профнастиле через 23 минуты, а в арматуре с толщиной защитного слоя 60 мм через 50 минут после начала пожара. Таким образом, перекрытие в виде монолитной

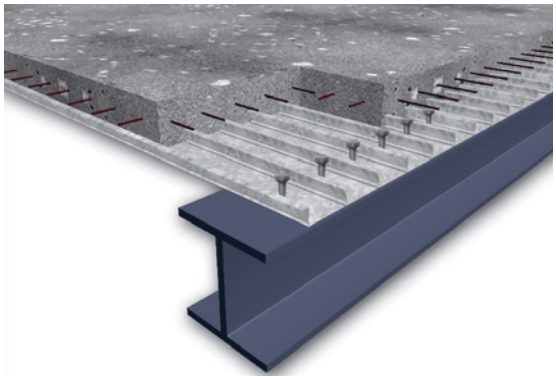


Рис. 1.3.5. Сталежелезобетонные перекрытия с монолитной плитой с несъемной опалубке из профилированного настила и стад-болтов

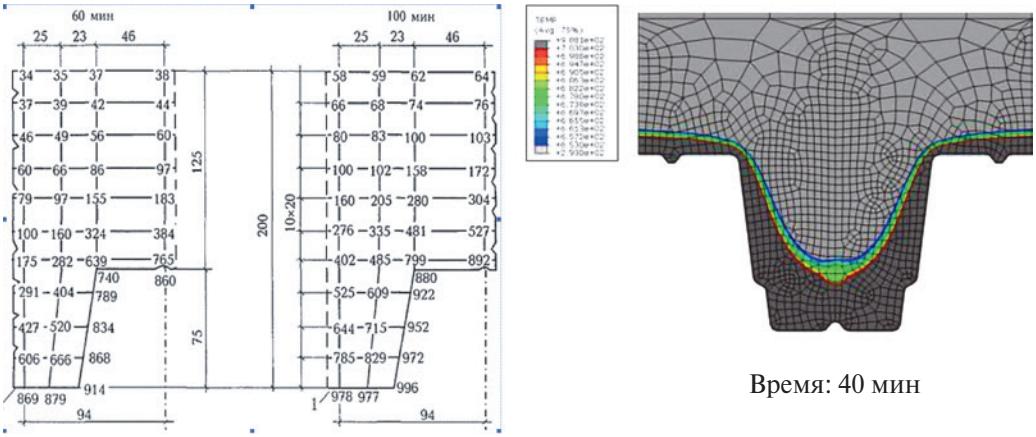


Рис. 1.3.6. Распределение температуры в конструкции перекрытия в виде монолитной плиты по профилированному настилу при пожаре

плиты без дополнительного армирования может использоваться только в зданиях III степени огнестойкости. При защитном слое арматуры равном 60 мм такие перекрытия можно использовать в зданиях до II степени огнестойкости (45 мм). Для зданий I степени огнестойкости требуется большая величина защитного слоя. На рис. 1.3.8 представлена зависимости температуры арматуры при различных величинах защитного слоя.

При защитном слое бетона 90 мм арматура нагревается до критической температуры за 63 минуты, что позволяет такие перекрытия использовать в многоэтажных зданиях I степени огнестойкости со стальным каркасом.

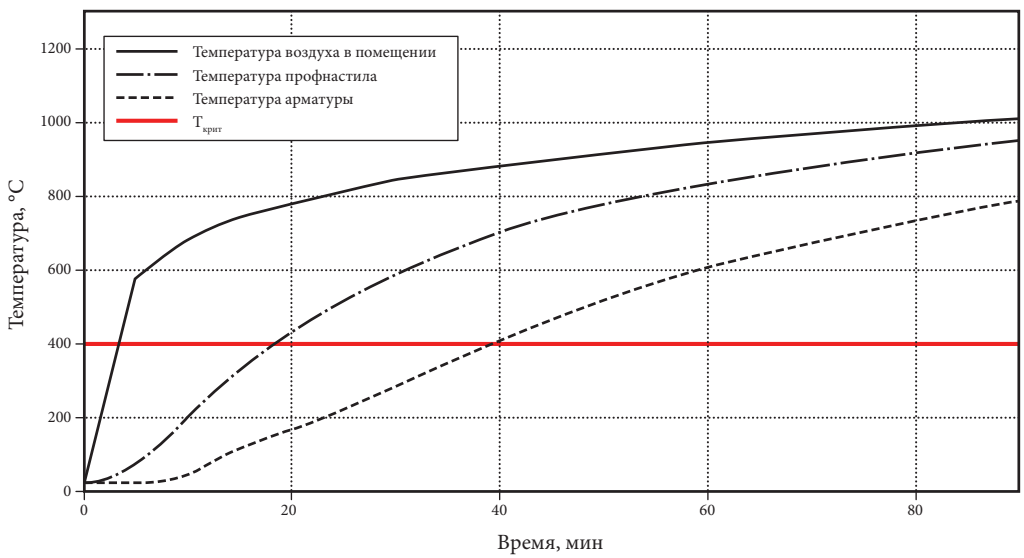


Рис. 1.3.7. Зависимость температуры арматуры при защитном слое бетона 60 мм и профнастила

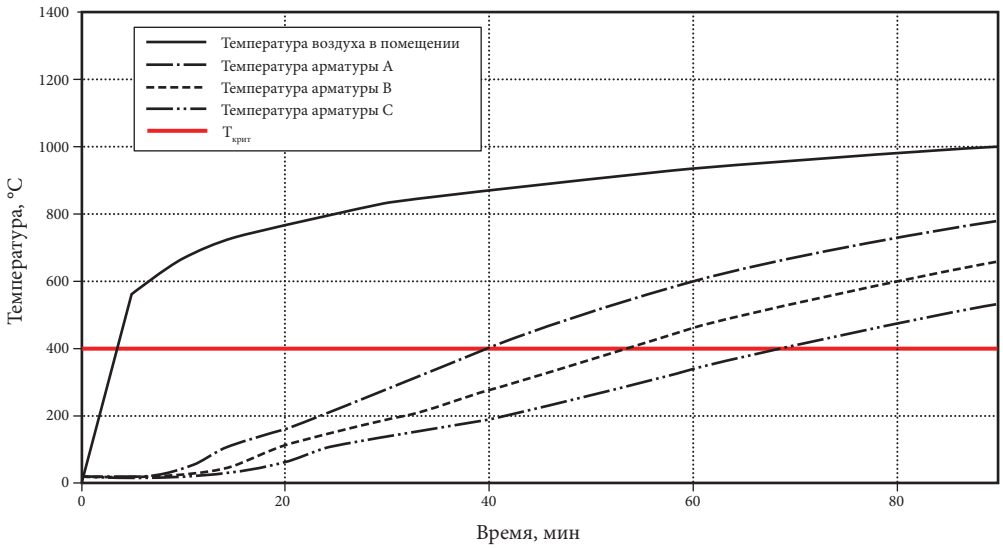


Рис. 1.3.8. Зависимость температуры арматуры при защитном слое бетона: *A* — 60 мм; *B* — 90 мм; *C* — 120 мм

1.3.2. Перекрытия со сборными железобетонными плитами

В нашей стране при строительстве зданий широко используются сборные предварительно напряженные железобетонные пустотные плиты. Эти плиты выпускаются на заводах железобетонных конструкций, доставляются на строительную площадку, где устанавливаются в проектное положение. Пустотные плиты имеют ширину от 600 до 3000 мм. Пролеты таких плит для зданий с несущими стенами варьируются от 2400 до 9000 мм при высоте сечения 220 мм, при высоте сечения 300 мм пролет достигает 12000 мм. Градация пролетов и ширины плит принималась кратно укрупненным модулям 300 или 600 мм. В настоящее время находят применения пустотные плиты с шагом пролета кратным 100 мм.

На рис. 1.3.9 показаны возможные варианты использования пустотных плит в зданиях со стальным каркасом.

Для всех перекрытий с использованием сборных пустотных плит характерно отсутствие второстепенных балок, стальные балки располагаются только между колоннами. В районе колонн необходимо или делать вырезы в сборных плитах для пропуска колонн, или предусматривать монолитные участки шириной 300—600 мм. После замоноличивания стыков пустотные плиты образуют горизонтальный жесткий диск, что обеспечивает совместную работу всех колонн со связями или ядрами жесткости. Достоинством перекрытия из пустотных плит является хорошая звукоизоляция. К преимуществам пустотных плит следует отнести их достаточную для большинства зданий огнестойкость и хорошую стойкость действию коррозии. Важным преимуществом таких перекрытий является сборка из элементов заводского изготовления, что сокращает сроки монтажа.

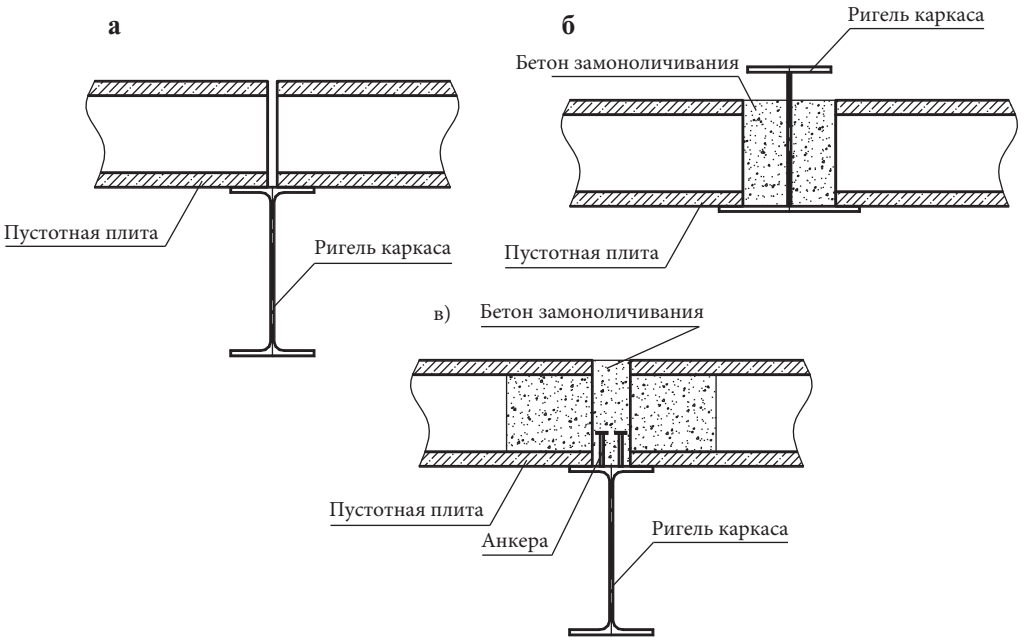


Рис. 1.3.9. Перекрытия многоэтажных зданий из сборных пустотных железобетонных плит со стальным каркасом при опирании: *а*) на верхнюю полку балок без устройства противосдвиговых связей; *б*) на нижнюю более развитую полку без устройства противосдвиговых связей; *в*) на верхнюю полку с устройством противосдвиговых связей и образованием композитной сталежелезобетонной конструкции

Вариант *а*) (рис. 1.3.9) наиболее прост в реализации, что является его важным преимуществом. Стальные балки выполняются из прокатных двутавров, не требуется никаких дополнительных деталей для установки плит в проектное положение. Ширина верхней полки должна быть достаточна для обеспечения прочности опирания на нее плиты. Прочность сборных пустотных плит обеспечена при ширине опирания на балку не менее 70 мм. Плиты устанавливаются на стальные балки на цементно-песчаном растворе. Монтажные петли соседних плит соединяются проволокой скруткой или на сварке. Общая устойчивость стальных балок обеспечивается хомутами диаметром 8 мм из арматуры, которые привариваются к балкам и заводятся в швы плит. Швы плит после монтажа заполняются раствором. Пустотные плиты, устанавливаемые на верхнюю полку двутавра, увеличивают строительную высоту перекрытия, что является недостатком этого варианта. Однако выбор соответствующей планировки позволяет располагать внутренние стены и перегородки между колоннами, что позволяет избежать увеличения строительной высоты перекрытия.

Вариант *б*) (рис. 1.3.9) предполагает использование габарита стальной балки для размещения пустотной плиты, что позволяет получить перекрытие минимальной строительной высоты. Данный вариант реализуется только при использовании несимметричных двутавров. Стыки и швы плит после монтажа замоноличиваются раствором.

Плиты и стальные балки в вариантах *а*) и *б*) (рис. 1.3.9) работают на вертикальную нагрузку независимо друг от друга. Это позволяет при проектировании каркаса подбирать плиты по каталогу в зависимости от действующей нагрузки, а стальные балки рассчитывать на нагрузку, собираемую с соответствующей грузовой площади с учетом веса плит перекрытия.

Вариант *в*) (рис. 1.3.9) предусматривает объединение плит и балок в единую сталежелезобетонную (составную) конструкцию, в которой стальная балка преимущественно работает на растяжение, а железобетонные плиты, образующие после замоноличивания стыков диск перекрытия, работают на сжатие. Такое благоприятное распределение усилий ведет к уменьшению сечения стальной балки по сравнению с вариантами перекрытий *а*) и *б*) (рис. 1.3.9). Объединение в единую конструкцию балки и плит осуществляется анкерами, приваренными к верхней полке балки и расположенными в стыке между плитами. После монтажа плит стыки плит замоноличиваются раствором или мелкозернистым бетоном. При допущении развития пластических деформаций в балках плиты можно монтировать на балки без устройства дополнительных монтажных опор. В этом случае балки должны воспринять вес плит, уложенных на них, вес бетона замоноличивания и монтажной нагрузки. После набора прочности бетона замоноличенная конструкция работает как сталежелезобетонная. Если появление пластики в стальных балках не допускается, то перед установкой плит в проектное положение под балки рекомендуется устанавливать на промежуточные монтажные опоры, что уменьшает начальные напряжения в стальной балке. Монтажные опоры удаляются только после набора бетоном замоноличивания прочности. Сечение балки подбирается так, чтобы загружение расчетной нагрузкой не сопровождалось развитием в балке пластических деформаций и сталь балки работала упруго. Устройство перегородок и пола следует вести

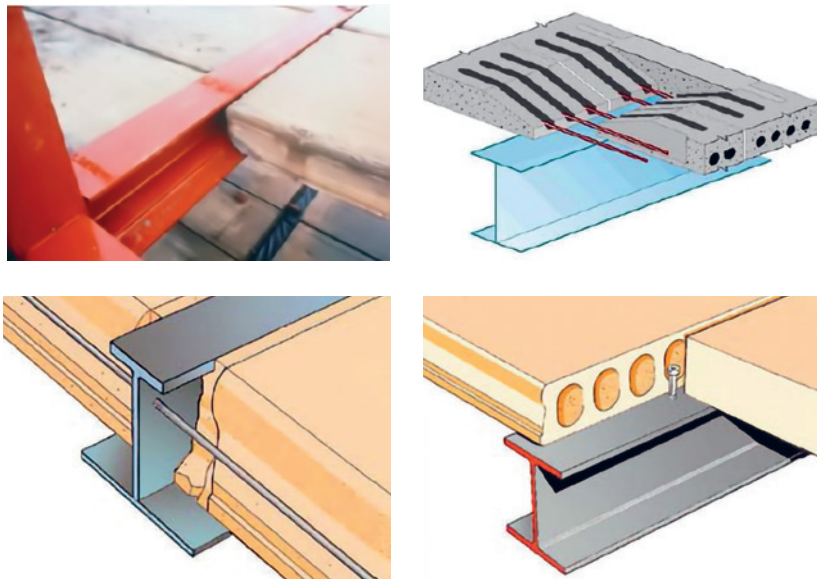


Рис. 1.3.10. Примеры перекрытий из сборных пустотных плит

только после набора бетоном замоноличивания прочности. Расчет перекрытия выполняется по действующим отечественным нормам.

Наличие сборных железобетонных пустотных типовых плит стандартных размеров, возможность резки плит непрерывного бетонирования на заданные пролеты позволяет успешно применять такие конструкции в многоэтажных зданиях со стальным каркасом. В зарубежной практике сборные перекрытия в стальных каркасах применяются достаточно широко (рис. 1.3.10).

1.3.3. Облегченные перекрытия

В облегченных перекрытиях многоэтажных зданий для заполнения промежутков между балками применяются гипсобетонные плиты, легкобетонные вкладыши и мелкоразмерные плиты. На рис. 1.3.11 показаны перекрытия

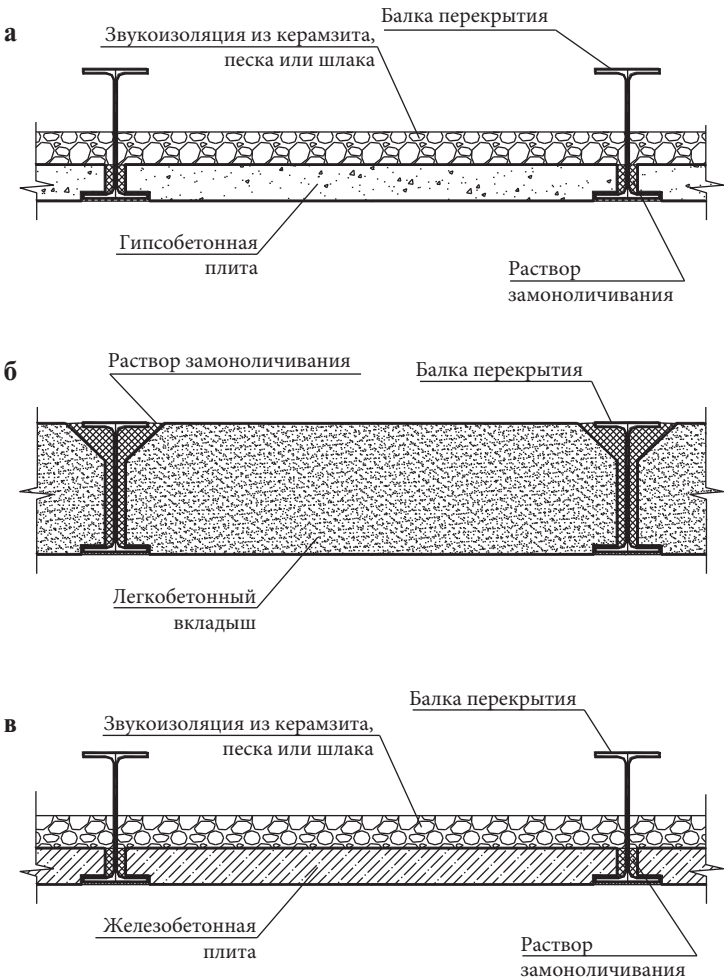


Рис. 1.3.11. Перекрытия многоэтажных зданий со стальным каркасом с заполнением мелкоразмерными элементами: *а*) гипсобетонными плитами; *б*) легкобетонными вкладышами; *в*) мелкоразмерными железобетонными плитами

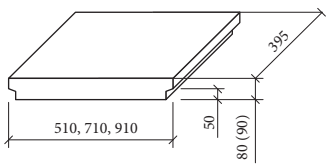
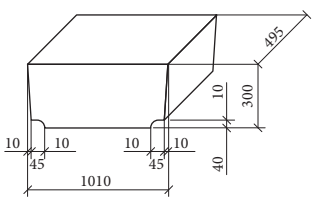
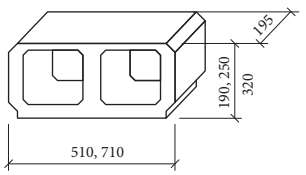
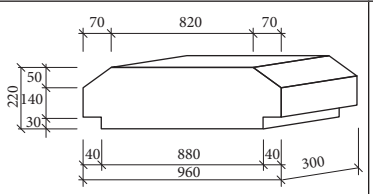
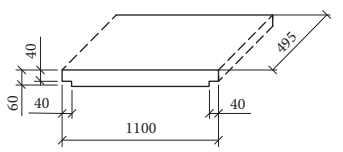
с заполнением промежутков между стальными балками гипсобетонными плитами (*а*), легкобетонными вкладышами (*б*) и мелкоразмерными плитами (*в*). Шаг балок варьируется от 500 до 1200 мм.

Размеры и вес элементов заполнения подобраны так, чтобы их монтаж после подъема на проектную отметку перекрытия можно было осуществлять вручную. Плотность гипсобетона плит заполнения 1300—1600 кг/м^3, легкого бетона вкладышей — 300—400 кг/м^3. Плотность железобетона 2500 кг/м^3. Основные типы элементов заполнения их размеры и сечения показаны в табл. 1.3.1.

Для облегчения монтажа плит и вкладышей часть верхней полки в районе опоры срезается на участке длиной 1,3—1,6 ширины элемента заполнения. Стыки плит и вкладышей, а также зазоры между ними и балками при монтаже заполняются цементно-песчаным раствором. После набора прочности раствора замоноличивания при использовании легкобетонных вкладышей

Таблица 1.3.1.

Типы заполнения

Тип заполнения	Размеры, сечение	Вес, кг
Гипсобетонная плита		13,1—28,8
Легкобетонные вкладыши		24,5—56,4
		11,0—25,0
		14,0—20,0
Железобетонные плиты		40,8- 78,0

и железобетонных плит образуется жесткий диск перекрытия. При использовании гипсобетонных плит заполнения в многоэтажных зданиях со стальным каркасом жесткий диск перекрытия не образуется из-за небольшой прочности и модуля упругости гипсобетона. Для формирования жесткого диска перекрытия в этом случае необходимо устройство горизонтальных связей между балками.

Общая устойчивость балок обеспечена при любых вариантах заполнения. Исключение составляют перекрытия с гипсобетонными плитами, для которых в некоторых случаях понадобится устройство горизонтальных связей. Для перекрытий с гипсобетонными и железобетонными плитами следует исключить потерю устойчивости формы сечения балки (*distortion buckling* — в терминологии Еврокод). Одним из способов обеспечения устойчивости формы будет постановка поперечных ребер жесткости.

Требуемая звукоизоляция от воздушного шума обеспечивается для перекрытий из гипсобетонных и железобетонных плит керамзитом, песком или шлаком, которые насыпаются на плиты. Для заполнения в виде сплошного легкобетонного вкладыша звукоизоляция обеспечена. При использовании пустотелого вкладыша необходимо предусмотреть в конструкции пола дополнительные звукоизолирующие слои. Звукоизоляции от ударного шума обеспечивается конструкцией пола, в котором предусматриваются слои из материалов с малым динамическим модулем упругости.

По сравнению с перекрытиями из пустотных плит перекрытия с мелкоразмерным заполнением более трудоемки, что является их недостатком. Преимуществом таких перекрытий является возможность монтажа заполнения вручную и отсутствие больших объемов бетонных работ, что характерно для монолитных перекрытий.

Вариантом, совмещающим конструктивные решения монолитного перекрытия и перекрытия с легкобетонными вкладышами, является конструкция, предложенная специалистами КазГАСУ (рис. 1.3.12).

Шаг балок варьируется в диапазоне 800—1200 мм. Монолитная плита, устраиваемая по верху вкладышей, выполняется из тяжелого бетона В20 и более прочного. Плита объединена в сталежелезобетонную конструкцию с балками анкерами. Вкладыши совместно с монолитной плитой обеспечивают требуемую звуко- и теплоизоляцию. Перед укладкой бетона в середине пролета балок

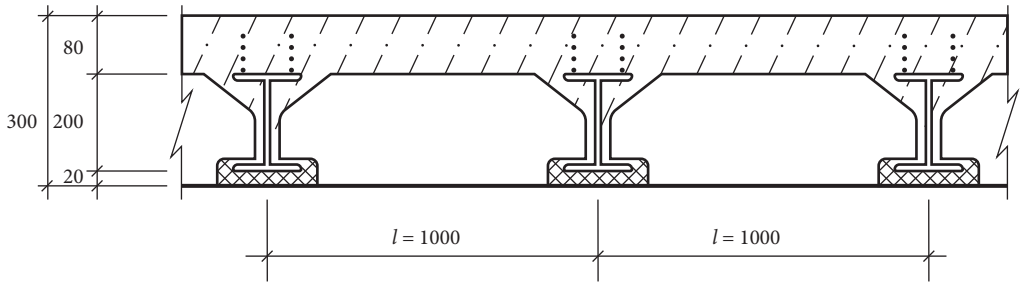


Рис. 1.3.12. Перекрытие с легкобетонными вкладышами и монолитной плитой

устанавливаются временные опоры. По расходу тяжелого бетона это перекрытие близко к ранее рассмотренным монолитным перекрытиям по стальным балкам. Преимуществами данного перекрытия являются:

- уменьшение расхода стали по сравнению с монолитным перекрытием по профилированному настилу;
- меньшая трудоемкость по сравнению с перекрытием, в котором плита устраивается по инвентарной опалубке, из-за отсутствия процедуры демонтажа опалубки;
- высокая огнестойкость рабочей арматуры плиты и стальных балок (действию огня подвержена только нижняя грань нижней полки);
- хорошая звукоизоляция перекрытия;
- необходимость минимальной отделки потолка

Подобные перекрытия могут быть реализованы при строительстве многоэтажных зданий при условии организации производства легкобетонных вкладышей, что представляет собой вполне решаемую задачу.

В качестве заполнения между балками в перекрытиях многоэтажных зданий можно использовать деревянные панели. Такое заполнение используется и в нашей стране, и за рубежом. На рис. 1.3.13 показано перекрытие по стальным балкам с заполнением дощатыми щитами или деревянными панелями. Панели могут иметь сплошное сечение или в виде двух фанерных обшивок с сотовым заполнением (рис. 1.3.13*б*).

Преимуществом данного покрытия является легкость, дешевизна, простота конструкции. При проектировании таких перекрытий особое внимание следует уделять огнестойкости. Для повышения степени огнестойкости деревянных перекрытий можно использовать оштукатуривание перекрытий, облицовку несколькими слоями гипсокартона, использование пропиток антипиренами. Если используемые мероприятия не обеспечивают требуемую огнестойкость, то применять деревянное заполнение в перекрытиях данного здания нельзя.

В конструкциях многоэтажных зданий широко применяются стальные профилированные листы. Толщина листа, размеры профнастила и его геометрические характеристики варьируются в широком диапазоне. При шаге опор

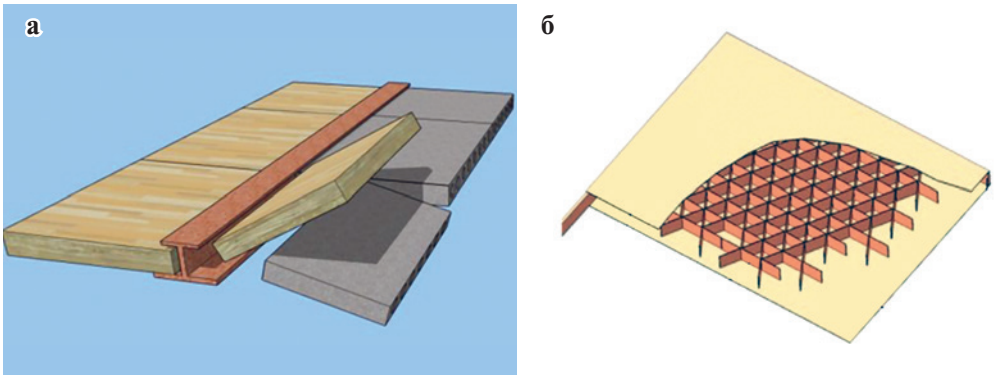


Рис. 1.3.13. Мелкоразмерное заполнение с использованием деревянными панелями: *а*) схема заполнения между балками; *б*) панель с сотовым заполнением

до 3 м расчетная нагрузка на настил в зависимости от схемы работы профлиста составляет от 3,6 кПа (однопролетная схема настил Н60-845-0.8) до 9,05 кПа (трехпролетная схема настил Н80-674-1.0). Нагрузка на перекрытия в жилых и большинства офисных помещений многоэтажных зданий составляет (с учетом веса пола, звукоизоляции и полезной нагрузки) 3,5—5,0 кПа, поэтому возможно использование только профнастила как несущей конструкции, передающей расчетную нагрузку на балки перекрытия. На рис. 1.3.14 показан общий вид перекрытия из профилированного настила.

В отличие от монолитного перекрытия по профилированному настилу, где настил выполняет в основном функцию несъемной опалубки, в стальном перекрытии профилированный настил, работая на изгиб, передает расчетную нагрузку на стальные балки. При использовании профилированного настила для обеспечения устойчивости балок перекрытия и каркаса в целом его крепят к балкам в каждой волне самосверлящими болтами. Образуемый при этом диск перекрытия обладает определенной жесткостью на сдвиг, что в некоторых случаях (небольшие в плане малоэтажные здания) может обеспечить взаимодействие всех колонн с вертикальными связями и ядрами жесткости. Если жесткости диска перекрытия из профнастила недостаточно, то необходимо устройство дополнительных горизонтальных связей между балками. Связи могут выполняться из уголков или квадратных гнутосварных профилей. Дополнительный расход стали на горизонтальные связи составляет примерно 5 кг/м^2. Для восприятия нагрузок от перегородок необходимо размещать в соответствующих местах второстепенные балки. На рис. 1.3.15 показаны варианты перекрытия с использованием профилированного настила.

Вариант, показанный на рисунке 1.3.15 *а* имеет уменьшенную строительную высоту перекрытия. Для удобства монтажа профнастила балки перекрытия в этом варианте необходимо делать в виде несимметричного двутавра. Профилированный настил в этом случае работает по однопролетной схеме.

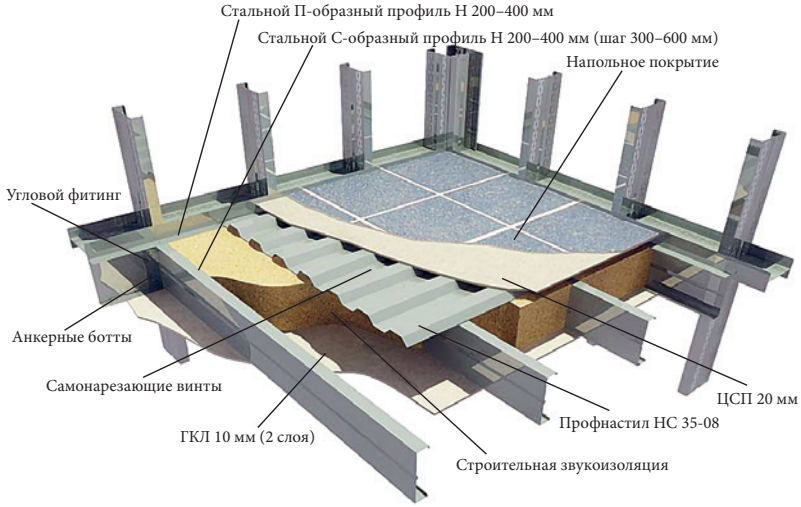


Рис. 1.3.14. Общий вид перекрытия из профилированного настила

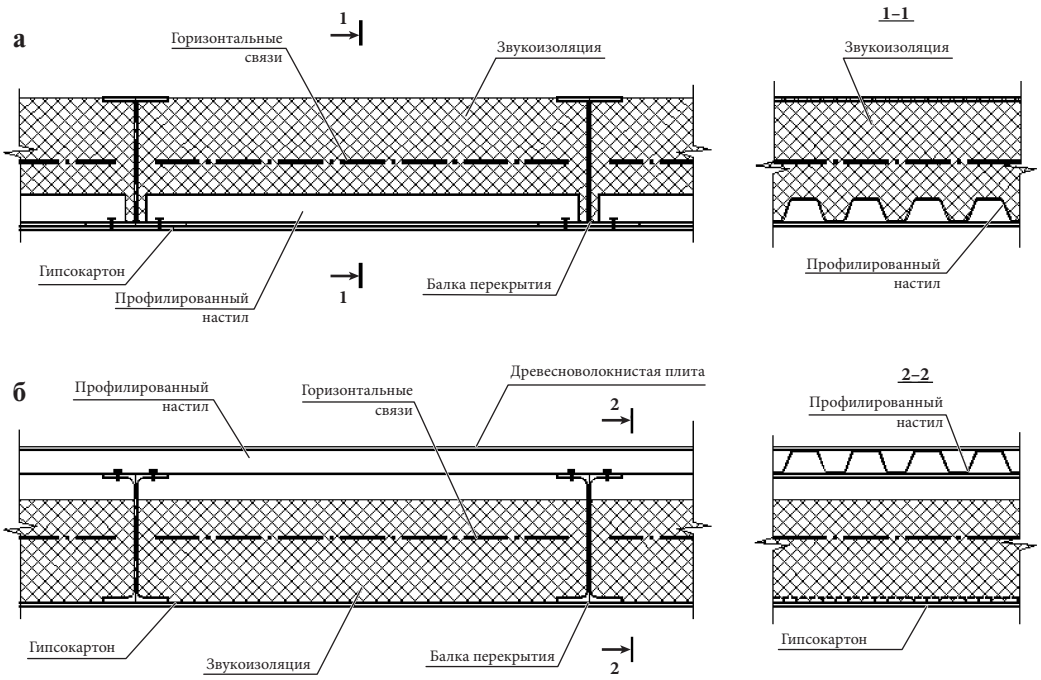


Рис. 1.3.15. Перекрытия многоэтажных зданий с использованием профнастила с опирание профнастила: *а*) на нижнюю полку; *б*) на верхнюю полку

Звукоизоляция укладывается на профилированный настил, верх звукоизоляции располагается на уровне верха балки. Горизонтальные связи крепятся к балкам по центру тяжести сечения и располагаются внутри слоя звукоизоляции. Поверху звукоизоляции устраивается стяжка, а по ней чистый пол.

Вариант, показанный на рис. 1.3.15 *б* позволяет использовать профилированный настил меньшей высоты из-за возможности реализации многопролетной схемы его работы. Монтаж и крепление профилированного настила в этом варианте проще, но высота перекрытия больше, чем в первом варианте. Перед монтажом профилированного настила необходимо закрепить листы гипсокартона или аналогичного материала по низу балок, выполнить звукоизоляцию и устроить связи. На профилированный настил укладывают древесноволокнистые плиты, по ним выполняют выравнивающую стяжку для устройства пола.

Для определения жесткости профилированного настила на сдвиг, в этом случае, следует использовать известные рекомендации [15], в которых представлена методика расчета сдвиговой жесткости настила. Настил при этом заменяется в расчетной схеме здания системой диагональных стержней между балками перекрытия.

Для обеспечения взаимодействия всех колонн с ядрами жесткости и связевыми блоками при недостаточной жесткости профилированного настила устраивается система горизонтальных связей. На рис. 1.3.16 показан один из вариантов расположения горизонтальных связей перекрытия.

Дополнительные сведения о конструктивных решениях перекрытий многоэтажных зданий со стальным каркасом изложены в пособиях, изданных АРСС [21, 22].

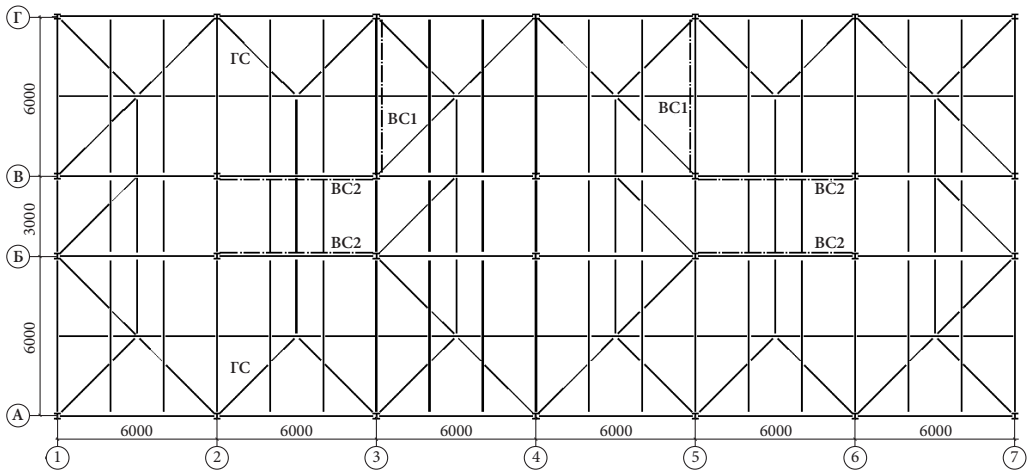


Рис. 1.3.16. Пример расположения связей между балками при перекрытиях из профилированного настила

1.4. НЕСУЩИЕ СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Несущие стальные конструкции многоэтажных зданий включают колонны, балки перекрытий (ригели), вертикальные и горизонтальные связи, ядра или стволы жесткости, горизонтальные пояса жесткости (аутригеры). Здание опирается на фундаменты — отдельно стоящие под каждой колонной или в виде сплошной монолитной фундаментной плиты. Фундаменты могут быть на естественном основании или свайными. Совокупность указанных элементов образует несущий остов здания. Стальные колонны, балки и связи образуют несущий остов в виде стержневого каркаса, который обеспечивает требуемую прочность, устойчивость и жесткость здания.

Выбор конструктивной схемы каркаса влияет на материалоемкость и стоимость здания, на трудоемкость монтажа и эксплуатационные расходы. Кроме несущей способности каркас здания должен иметь горизонтальные перемещения и ускорения колебаний меньшие предельно допустимых. Для многоэтажных зданий предельный относительный прогиб верха здания составляет 1/500 высоты здания. Предельное ускорение колебаний пола верхнего этажа составляет 0,080 м/сек^2. Несущая способность и жесткость здания зависит от конструктивной схемы каркаса.

1.4.1. Рамные каркасы

Рамный каркас представляет собой несущую стержневую систему, в которой колонны и балки жестко соединены друг с другом, а колонны жестко прикреплены к фундаменту. За счет жесткого крепления элементов каркаса друг к другу обеспечивается пространственная устойчивость и жесткость. На рис. 1.4.1 показан обычный рамный каркас многоэтажного здания.

Такие каркасы применяются при шаге колонн до 6—9 м. В связи с отсутствием вертикальных связей горизонтальный прогиб обычного рамного каркаса определяется двумя факторами: прогибом от изгиба каркаса как консоли за счет удлинения и укорочения колонн и прогибом из-за местного изгиба балок и колонн, что приводит к сдвиговым перемещениям в виде относительного смещения перекрытий. Изгибная составляющая в рамных зданиях составляет примерно 20% от общего прогиба, сдвиговая составляющая может достигать 80% (рис. 1.4.2).

Преимуществом обычного рамного каркаса является минимальное число элементов, образующих несущий остов здания. В нем отсутствуют элементы связей, что улучшает использование внутреннего пространства здания. Существенным недостатком обычных рамных каркасов является зависимость изгибающих моментов в колоннах от нагрузки на балках, что усложняет унификацию конструктивных элементов таких каркасов. Жесткие узлы сопряжения балок с колоннами имеют сложное конструктивное решения и высокую трудоемкость монтажа.

С ростом высоты для обеспечения требуемой жесткости рамного каркаса в горизонтальном направлении приходится увеличивать сечение колонн, что стесняет внутреннее полезное пространство здания и ведет к повышенному расходу металла. Для относительно невысоких зданий при шаге колонн до 9 м сечения колонн имеет небольшие габариты, поэтому подобные системы применяются в зданиях высотой до 30 этажей.

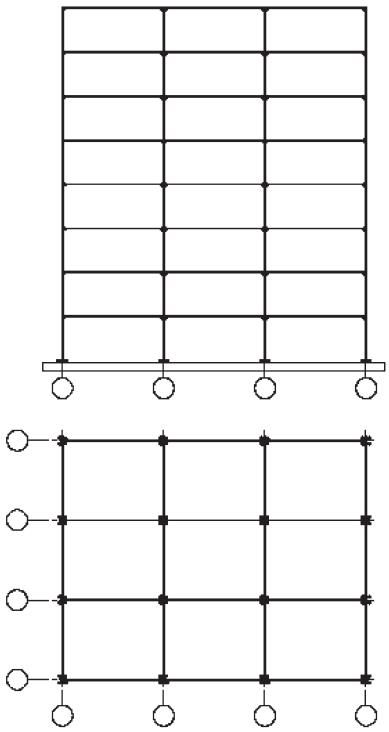


Рис. 1.4.1. Рамный каркас с обычной рамой

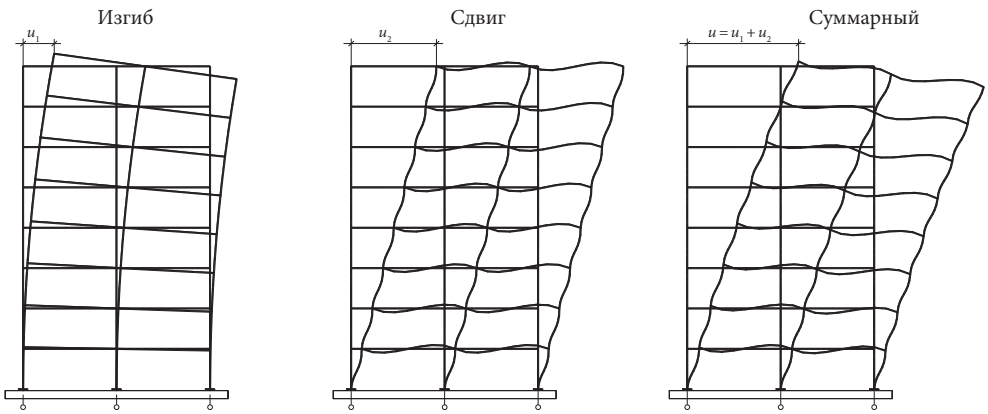


Рис. 1.4.2. Горизонтальные перемещения каркаса с обычной рамой

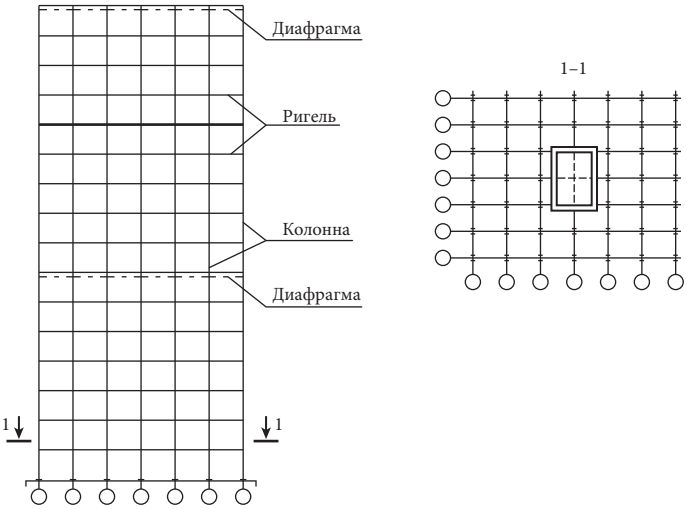


Рис. 1.4.3. Каркас с внешней рамой

Другой разновидностью рамного каркаса является каркас с внешней рамой. В этом каркасе для увеличения жесткости в горизонтальном направлении колонны располагают по контуру. Ригели каркаса жестко крепятся к внешним колоннам и образуют в плоскости стен вертикальную раму. Рамы отдельных стен объединены в единую конструкцию, образуя пространственную раму. Такие каркасы называются каркасами с внешней рамой. Для опирания перекрытия внутри здания устанавливаются дополнительные колонны с шагом 6—9 м, которые воспринимают только вертикальную нагрузку. На колонны опираются балки перекрытия. Внутренние колонны и балки перекрытий соединяются шарнирно и мало влияют на горизонтальную жесткость каркаса. Из-за расположения колонн каркаса по контуру здания жесткость на изгиб всего здания возрастает, поэтому сдвиговые перемещения для каркасов с внешней рамой

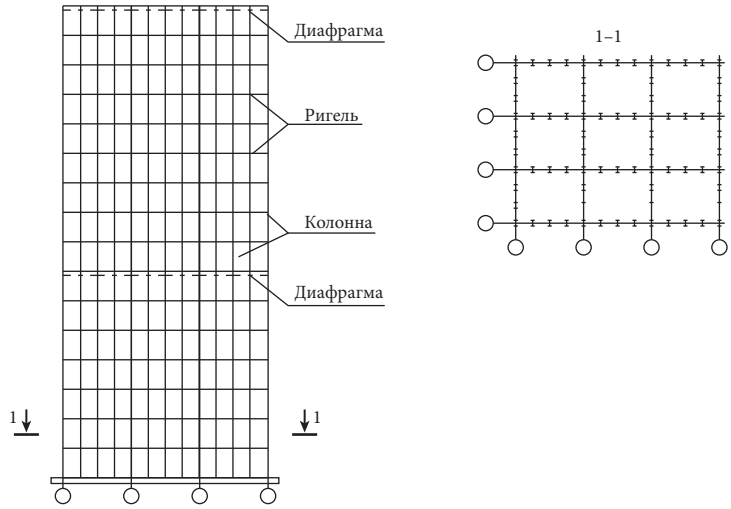


Рис. 1.4.4. Каркас рамно-секционный

составляют не более 30—40% от полных. Такие каркасы обладают высокой жесткостью на кручение, для устройства наружных стен не нужен дополнительный каркас. Здания с внешней рамой имеют высоту до 350—400 м. На рис. 1.4.3 показан каркас с внешней рамой. Подобная система реализована в каркасе Дворца Советов, запроектированного в конце 30-х годов XX века в СССР.

Еще одним вариантам рамного каркаса служит каркас рамно-секционный. В этих каркасах кроме колонн и ригелей по контуру здания включаются в рамную часть и некоторые внутренние колонны и ригели. План здания при этом разделен на несколько секций (рис. 1.4.4).

В пределах каждой секции перекрытие кроме колонн основного каркаса опирается на дополнительные колонны и балки. Эти колонны и балки крепятся друг к другу шарнирно. При этом дополнительные колонны работают в основном на сжатие. Преимуществом рамно-связевого каркаса является повышенная жесткость на сдвиг и кручение, что позволяет его использовать при высоте зданий 400 м и более. Особенностью применения данного каркаса является возможность завершения секций на разной высоте.

1.4.2. Связевые каркасы

В связевых каркасах горизонтальную нагрузку воспринимает специальная связевая конструкция в виде консоли, заделанной в фундамент. Ригели перекрытий крепятся к колоннам шарнирно. В таких каркасах колонны, не входящие в состав связевой конструкции, воспринимают только вертикальные нагрузки и мало влияют на изгибную жесткость каркаса. В ригелях перекрытий при их шарнирном креплении к колоннам колонам возникают изгибающие моменты в вертикальной плоскости только от нагрузки действующих на конкретную балку. В ригелях также возникают небольшие продольные усилия в основном от ветровой нагрузки. Связевые каркасы эффективнее простых рамных каркасов из-за того, что колонны не работают на изгиб. Материалоемкость таких каркасов меньше, чем рамных. Шарнирное сопряжение ригелей с колоннами позволяет унифицировать элементы каркаса и упрощает монтажные узлы. Наличие вертикальных связей в некоторых случаях затрудняет использование внутреннего пространства. Существует несколько разновидностей связевого каркаса.

На рис. 1.4.5 показан связевой каркас с диафрагмами жесткости в виде вертикальных связевых ферм.

Диафрагм в плане здания должно быть не менее 3, а располагать их следует так, чтобы все они не пересекались в одной точке и все не были параллельны друг другу. Если перекрытие не образует жесткий диск, то диафрагмы следует располагать по каждому ряду колонн.

Вертикальные связи могут выполняться с различными типами решеток. При выборе типа решетки следует учитывать наличие проемов в местах устройства связей, а также планировку помещений и возможность размещения связей в интерьере. Типы решетки связевых ферм показаны на рис. 1.4.6.

С учетом знакопеременного действия ветровой нагрузки во всех системах решеток в раскосах возникают и растягивающие, и сжимающие усилия. При выборе системы решетки следует учитывать высоту этажа и шаг колонн. В среднем

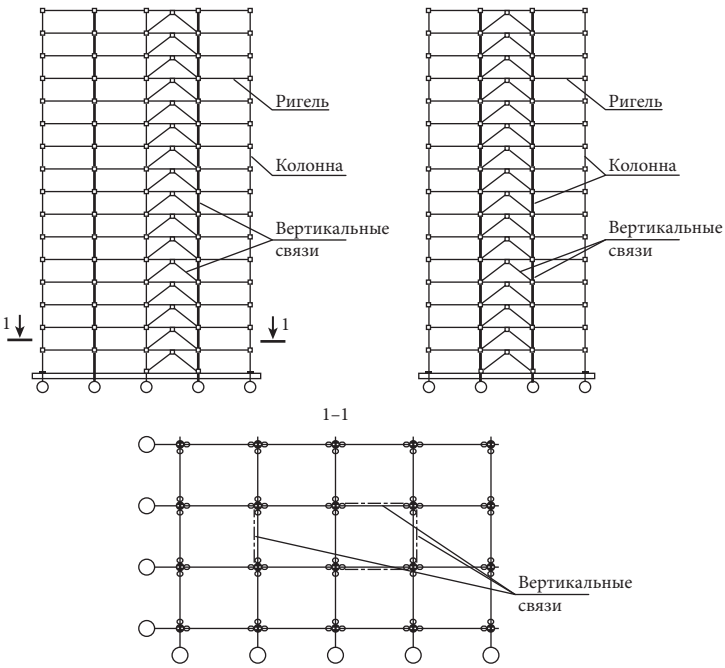


Рис. 1.4.5. Связевой каркас с диафрагмами жесткости в виде вертикальных ферм

высота этажа около 3 м, а шаг колонн 6 м, поэтому треугольная, раскосная, ромбическая, крестовая решетки имеют уклон 1: 2, что затрудняет устройство узлов крепления решетки к колоннам и балкам перекрытий. Для полураскосной и перекрестной решетки угол между раскосами, колоннами и балками перекрытий близок к 45 градусам, что облегчает устройство узлов связей.

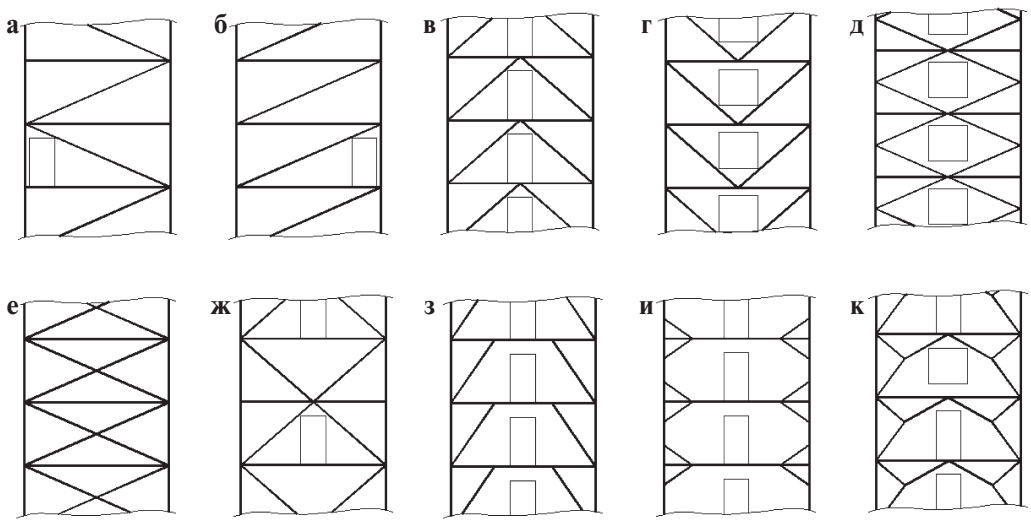


Рис. 1.4.6. Типы решетки вертикальных ферм: *а*) треугольная решетка; *б*) раскосная решетка; *в*, *г*) полураскосная решетка; *д*) ромбическая решетка; *е*) крестовая решетка; *ж*) перекрестная решетка; *з*, *и*) неполная решетка; *к*) портальные связи

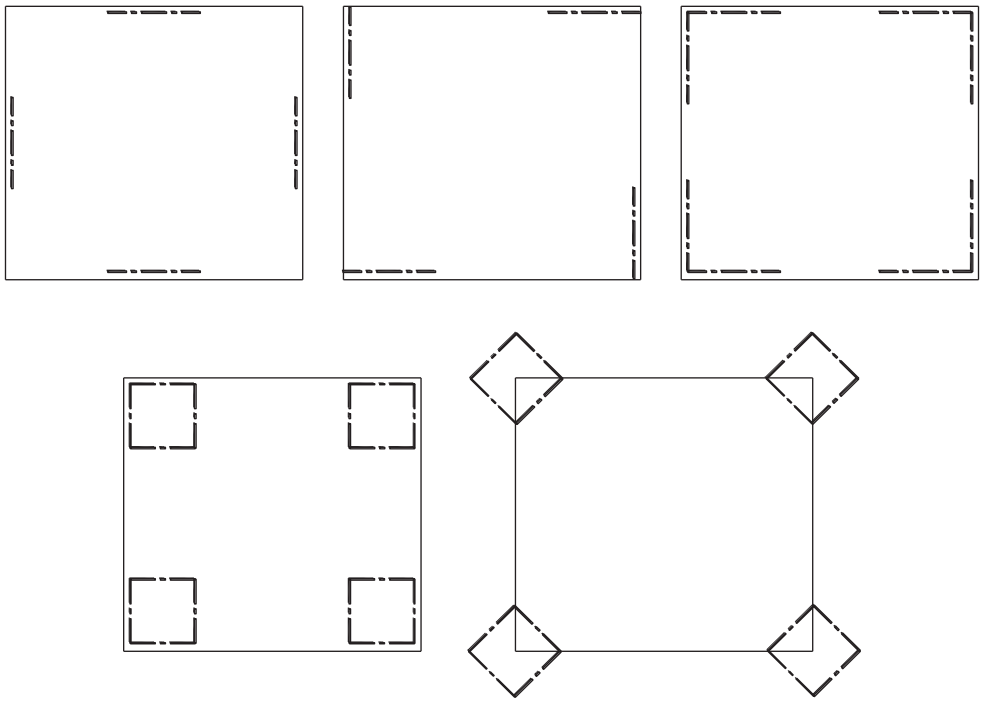


Рис. 1.4.7. Варианты размещения связей по контуру здания

При выборе типа решетки необходимо учитывать наличие проемов и проходов в районе связей. Треугольная и раскосная решетки позволяют организовать дверные проемы у колонны, оконные проемы в этом случае делать неудобно. Полураскосная решетка в зависимости от ориентации позволяет устраивать или дверные, или оконные проемы. Ромбическая решетка позволяет делать только оконные проемы, а перекрестная решетка только дверные. Неполная решетка накладывает минимальные ограничения на проемы в стене, но и жесткость каркаса в поперечном направлении для зданий со связями с неполной решеткой меньше. Портальные связи при более сложной конструкции позволяют организовать и дверные и оконные проемы.

Вертикальные связи размещают в плане здания так, чтобы обеспечить геометрическую неизменяемость каркаса. Возможно расположение связей по контуру здания или в центре здания. При размещении связей по контуру здания используются схемы, показанные на рис. 1.4.7, при размещении связей в центре здания схемы по рис. 1.4.8.

Расположение связей по контуру здания позволяет при меньшем сечении, чем при размещении связей в центре здания, обеспечить устойчивость здания. Связи устанавливаются между колоннами.

Вертикальные связи работают прежде всего на восприятие ветровой нагрузки. Однако в многоэтажных зданиях связи работают совместно с колоннами и перекрытиями, поэтому в элементах связей появляются сжимающие усилия от обжатия колонн, возникающего от действия вертикальной нагрузки. При проектировании вертикальных связей следует использовать расчетные

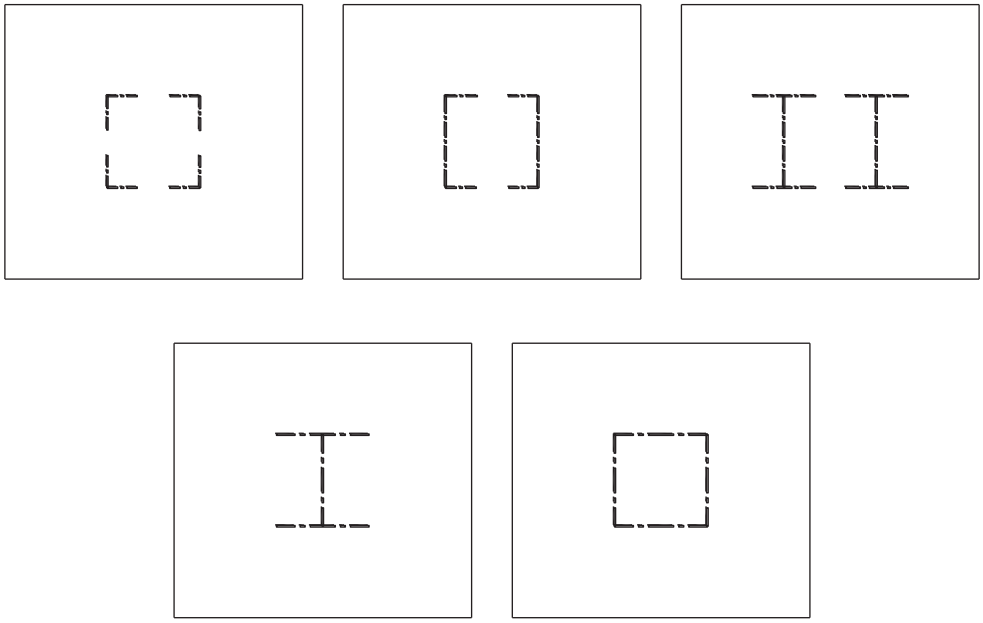


Рис. 1.4.8. Варианты размещения связей в центре здания

схемы, в которых элементы связей включены в расчетную схему и при действии вертикальных нагрузок.

Для обеспечения прочности, устойчивости и жесткости связевого каркаса может использоваться внутреннее ядро жесткости. Внутреннее ядро жесткости может быть решетчатым или сплошным. На рис. 1.4.9 показаны решетчатое и сплошное ядра жесткости связевого каркаса.

Ядро жесткости располагают по контуру лифтовых шахт и лестничных клеток. Если ядро жесткости решетчатое, то его в этом случае устраивают внутри стен, которые обеспечивают необходимую огнезащиту ядра жесткости. Сплошное ядро жесткости формируется монолитными железобетонными стенами, которые одновременно используются в качестве стен лифтовых шахт и лестничных клеток, что решает проблему огнестойкости путей эвакуации. Устойчивость колонн каркаса, не входящих в ствол жесткости, обеспечивается за счет жесткого диска перекрытия, перераспределяющего усилия на ядро жесткости.

Весьма эффективными являются связевые системы с внешним стволом жесткости. Внешний ствол обеспечивает наибольшую жесткость каркаса в горизонтальном направленнии. Внешний ствол представляет собой пространственную ферму, которая работает на действие горизонтальной нагрузки и устраивается по фасаду здания. Колонны внутри здания в основном воспринимают вертикальную нагрузку, действующу на каркас. На рис. 1.4.10 показан связевой каркас с внешним стволом жесткости.

В пространственной связевой ферме, образующей внешний ствол жесткости, расстояние между поясами достигает несколько десятков метров, поэтому жесткость каркаса многоэтажного здания в горизонтальном направлении очень велика. Неизменность формы поперечного сечения пространственной фермы

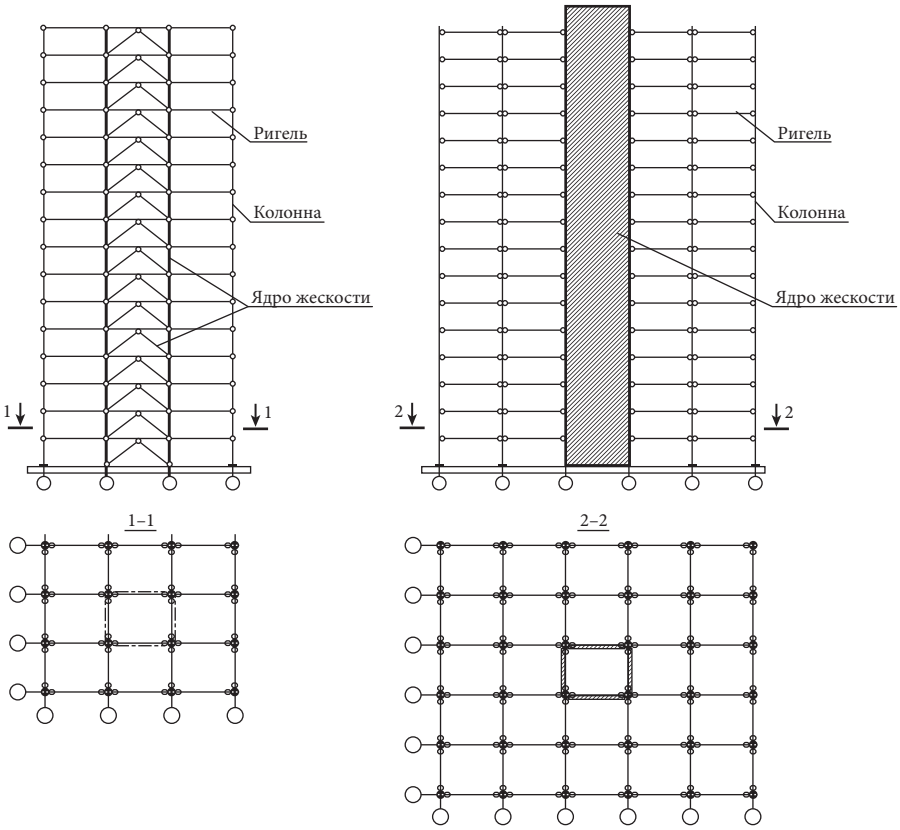


Рис. 1.4.9. Связевые каркасы с внутренним ядром жесткости: *а*) решетчатое ядро; *б*) сплошное ядро

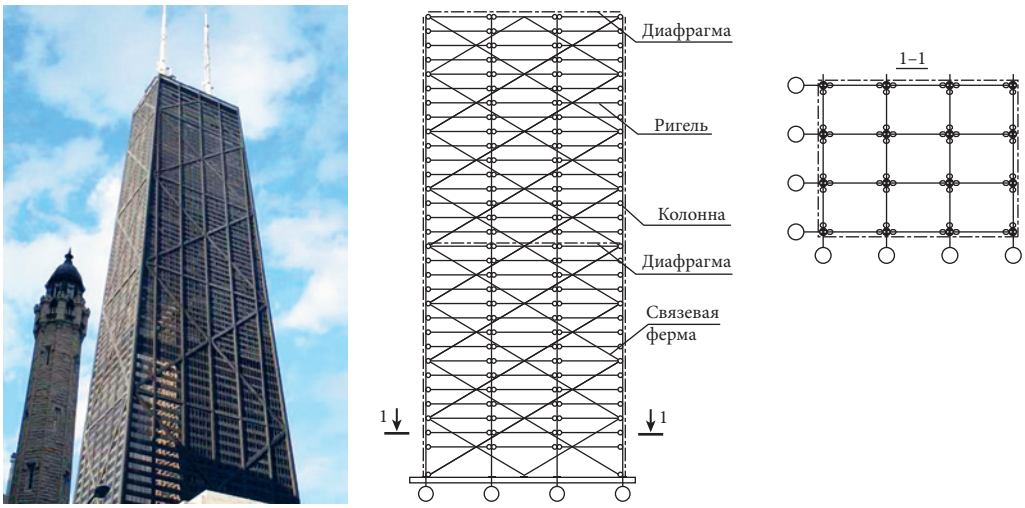


Рис. 1.4.10. Связевой каркас с внешним стволом жесткости

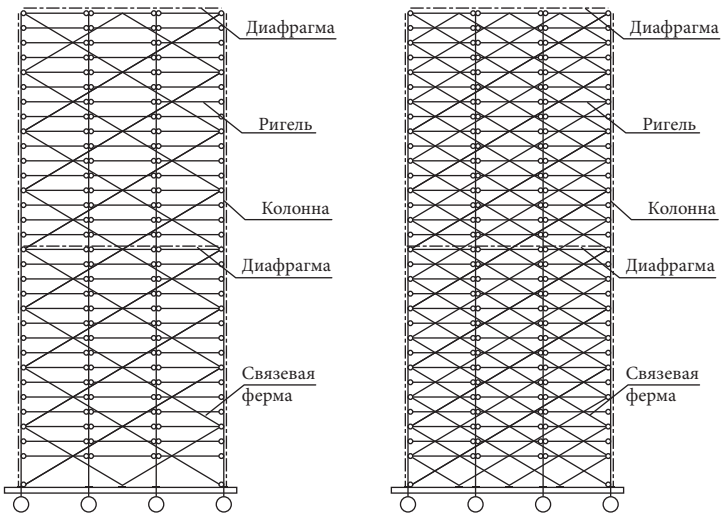


Рис. 1.4.11. Варианты решетки внешней связевой фермы

достигается жесткими дисками перекрытий или поперечными диафрагмами жесткости.

Внешний ствол обеспечивает наибольшую жесткость каркаса в горизонтальном направленнии. Внешний ствол представляет собой пространственную ферму, которая работает на действие горизонтальной нагрузки. Колонны внутри здания в основном воспринимают вертикальную нагрузку действующу на каркас.

Решетка внешней связевой фермы представляет собой перекрестную систему. От жесткости решетки зависит насколько велика в суммарных перемещениях сдвиговая составляющая. Для повышения жесткости здания перекрестная решетка может сгущаться (рис. 1.4.11).

Решетка ферм может выделяться на фасаде для придания зданиям выразительного внешнего вида, однако наличие раскосов внешнего ствола жесткости для ряда помещений ухудшает естественную освещенность.

Дополнительные сведения о каркасно-ствольных несущих системах высотных зданий рассмотрены в разделе 2.2.

1.4.3. Рамно-связевые каркасы

Рамно-связевые каркасы — это конструкции, в которых ригели жестко крепятся к колоннам. Кроме этого, в состав каркаса входят вертикальные связи или ядро жесткости. Наличие вертикальных связей обеспечивает более высокую жесткость каркасной конструкции, чем рамная. Связевая часть каркаса воспринимает 70—90% горизонтальной нагрузки. Более эффективное восприятие горизонтальных нагрузок по сравнению с рамными системами обеспечивает лучшие технико-экономические показатели рамно-связевого каркаса. На рис. 1.4.12 показан рамно-связевой каркас с решетчатым ядром жесткости.

Разновидностью рамно-связевых каркасов являются системы с жесткими включениями. Жесткие включения в виде диафрагм обеспечивают

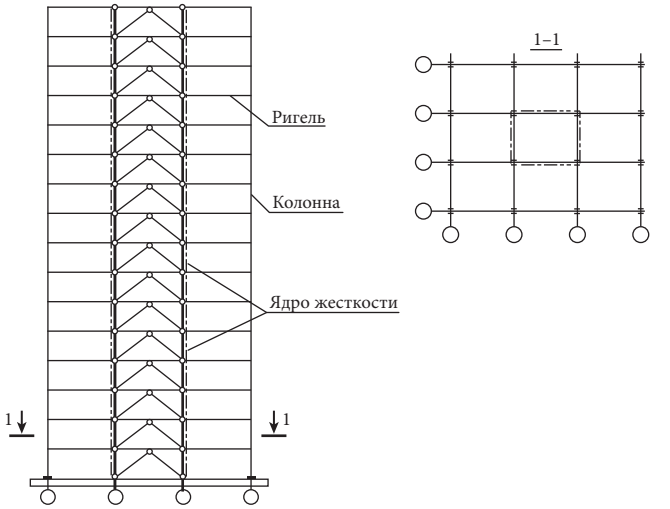


Рис. 1.4.12. Рамно-связевой каркас с решётчатым ядром жёсткости

минимальные сдвиговые деформации в районе размещения этих диафрагм. Жесткие диафрагмы могут располагаться по вертикали в одном шаге колонн. Другой вариант — размещение жестких включений по высоте в шахматном порядке. Возможна комбинация жестких диафрагм совместно с вертикальными связями. На рис. 1.4.13 показаны варианты рамно-связевых систем с жесткими включениями.

Жесткие включения выполняются из железобетонных и кирпичных стен. Стены диафрагм армируются, арматура соединяется с колоннами. Швы между

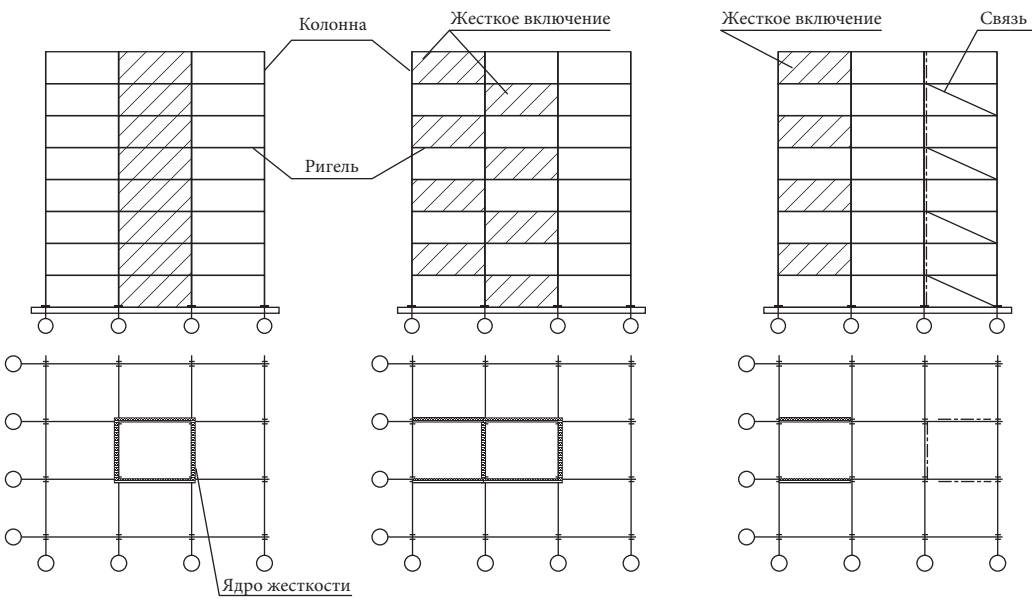


Рис. 1.4.13. Рамно-связевые системы с жесткими включениями

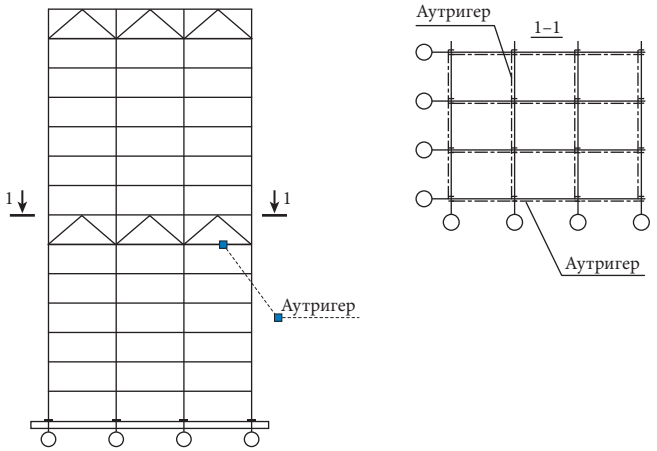


Рис. 1.4.14. Рамно-связевые системы
с горизонтальными поясами жесткости (аутригерами)

диафрагмами зачеканиваются или замоноличиваются для исключения зазоров между диафрагмами и колоннами.

Отдельную группу составляют рамно-связевые системы с горизонтальными поясами жесткости (аутригерами). Устройство горизонтальных поясов жесткости в виде плоских или пространственных ферм используется в рамных каркасах для уменьшения сдвиговых перемещений. (рис. 1.4.14). Аутригеры формируются на один или два этажа.

Горизонтальные пояса жесткости или аутригеры в рамных каркасах формируют поперечные диафрагмы с повышенной изгибной жесткостью и уменьшают искривление перекрытий из плоскости. Аутригеры уменьшают сдвиговые деформации каркаса, приближая его работу на изгиб от действия горизонтальных нагрузок к работе консольной балки, для которой соблюдается гипотеза плоских сечений. Уменьшение сдвиговых деформаций каркаса существенно повышает жесткость здания.

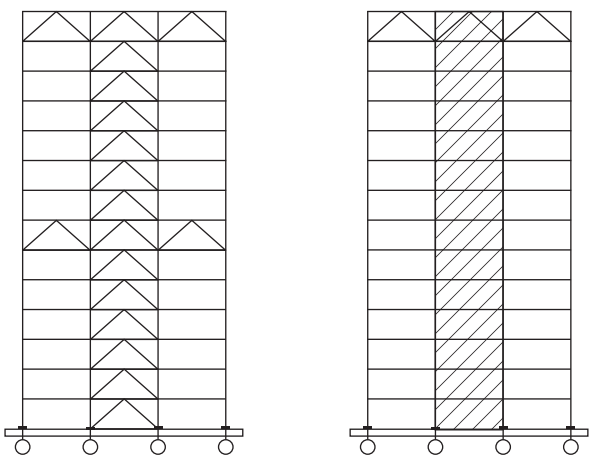


Рис. 1.4.15. Рамно-связевые каркасы с горизонтальными
поясами жесткости (аутригерами) и ядрами жесткости

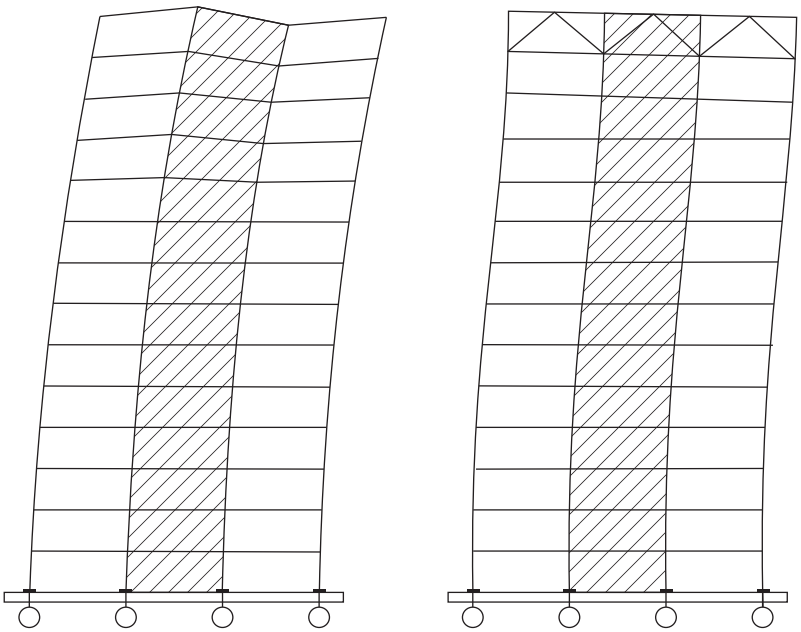


Рис. 1.4.16. Горизонтальные прогибы каркаса при наличии и при отсутствии горизонтальных поясов жесткости

В рамно-связевых системах с поясами жесткости (аутригерами) могут применяться совместно с ядрами жесткости (рис. 1.4.15).

В рамно-связевых каркасах этого типа ядра жесткости и аутригеры совместно обеспечивают необходимую поперечную жесткость здания. Ядро жесткости, как правило, располагается в центральной части здания. Взаимодействие жесткого ствола с аутригерами значительно уменьшает горизонтальные перемещения каркаса. На рис. 1.4.16 показаны перемещения каркаса без аутригера и с аутригером.

Обычная рамная система применяется только для зданий высотой 20—30 этажей, рамные и рамно-связевые системы можно применять для высоты до 50 этажей. Для более высоких зданий применяют системы с аутригерами, с внешней рамой, рамно-секционные и с внешней связевой рамой. Использование аутригеров в каркасах высотных зданий рассмотрено в разделе 2.3.2.

1.5. НАГРУЗКИ НА КАРКАС МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

1.5.1. Классификация нагрузок

Несущие конструкции здания рассчитываются на совокупность воздействий, ведущих к появлению в элементах конструкциях усилий. Воздействия — это нагрузки, изменения температуры, инерционные силы, осадки основания, смещения опор, изменения свойств материалов и конструктивной схемы здания. Воздействия ведут к изменению напряженно-деформированного состояния

конструкций. В действующих нормах даны рекомендации по определению постоянных, временных и особых нагрузок. Воздействия, напрямую не являющиеся нагрузками, задаются при расчете эквивалентными нагрузками. В зависимости от природы воздействия они могут быть гравитационными, ветровыми, технологическими, инерционными и температурными.

В зависимости от времени действия нагрузки делятся на постоянные и временные, временные нагрузки могут быть длительные и кратковременные. Отдельную группу составляют особые нагрузки, связанные с сейсмическими и аварийными воздействиями.

К постоянной нагрузке, действующей весь период эксплуатации здания, относятся:

- собственный вес конструкций;
- вес грунта в засыпках;
- гидростатическое давление;
- предварительное напряжение.

К временным длительным нагрузкам относятся:

- вес временных перегородок;
- подливок и подбетонок под оборудование;
- вес стационарного оборудования;
- вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;
- давление газа, жидкости, сыпучих тел в емкостях и трубопроводах;
- избыточное давление или разряжение при вентиляции шахт;
- нагрузки на перекрытия от складируемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и т. п.;
- температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;
- вес слоя воды на водонаполненных покрытиях;
- вес отложений производственной пыли;
- полезная нагрузка на перекрытия с пониженным нормативным значением;
- вертикальные нагрузки от опорных и подвесных мостовых кранов с пониженным нормативным значением;
- снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением;
- температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями;
- воздействия, вызванные деформациями основания без коренного изменения структуры грунта, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;
- воздействия из-за усадки, ползучести, изменения влажности материала.

К кратковременным нагрузкам нормы относят:

- нагрузки от оборудования при его пуске, остановке и испытании, а также при его перестановке и замене;
- вес людей, ремонтных материалов при обслуживании и ремонте оборудования;
- полезная нагрузка на перекрытия зданий с полным нормативным значением;

- нагрузки от подъемно-транспортного оборудования;
- снеговые нагрузки с полным нормативным значением;
- температурные климатические воздействия с полным нормативным значением;
- ветровые нагрузки;
- гололедные нагрузки.

К особым нагрузкам относятся:

- сейсмические;
- взрывные;
- нагрузки, возникающие при резком нарушении технологического процесса или неисправности оборудования;
- нагрузки при деформациях основания из-за коренного изменения структуры грунта (замачивание просадочного грунта) или осадок его в районах горных выработок и карстовых территориях.

При определении нагрузок следует учитывать случайных характер величин нагрузок, что обусловлено изменчивостью нагрузок. Несмотря на случайный характер, нагрузки при проектировании используются в виде детерминированных вполне определенных значений. Для расчета по методу предельных состояний используют два значения нагрузки — нормативная нагрузка и расчетная нагрузка.

Нормативная нагрузка — это нагрузка наиболее характерная для данного воздействия. Для собственного веса конструкции нормативная нагрузка определяется ее весом по проектным данным. Нормативная нагрузка от оборудования и транспортных средств назначается по их паспортным данным. Атмосферные воздействия специально исследуются и назначаются так, чтобы за весь период эксплуатации нагрузка на сооружение не имела более неблагоприятное значение, чем та, которая была принята при проектировании.

В качестве расчетной нагрузки принимается значение, как правило, превышающее нормативную нагрузку. В некоторых случаях в качестве расчетной принимается не большее, а меньшее значение (например, при оценке устойчивости положения высотных сооружений, расчете анкерных болтов и т. п.)

Расчетная и нормативная нагрузки связаны простой зависимостью:

$$F = F_n \gamma_f,$$

где F — расчетная нагрузка, F_n — нормативная нагрузка, γ_f — коэффициент надежности по нагрузке. Для правильного задания нагрузок необходимо использовать действующие строительные нормы и правила [16]. В нормах даны классификация нагрузок, величины коэффициентов надежности и сочетаний нагрузок, методические рекомендации по определению различных видов нагрузок, карты и необходимые справочные материалы.

На многоэтажные здания действуют следующие нагрузки: постоянная, полезная, технологическая, снеговая, ветровая, температурная, сейсмическая.

Усилия в элементах каркаса определяются от расчетных нагрузок. Расчет элементов конструкции выполняется на основные или особые сочетания нагрузок.

1.5.2. Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка в многоэтажных зданиях является одной из основных. От действия постоянной нагрузки возникают значительные усилия как в колоннах, так и балках перекрытия. Из-за обжатия колонн от действия постоянной нагрузки в элементах вертикальных связей также возникают усилия от постоянной нагрузки. Конструкцию каркаса и фундаментов выбирают так, чтобы от действия постоянной нагрузки не возникало неравномерных вертикальных перемещений. Горизонтальные перемещения каркаса от постоянной нагрузки невелики и мало влияют на жесткость здания.

Постоянная нагрузка складывается из веса несущих и ограждающих конструкций. Вес несущих конструкций можно определить с учетом опыта проектирования и строительства аналогичных зданий или предварительным расчетом. Для колонн в среднем можно принимать собственный вес 0,5—3,0 кН/м, для балок 0,3—2,0 кН/м. Нагрузка от профилированного настила равна примерно 0,1 кПа. Нагрузка от веса монолитных плит определяется как произведение толщины на удельный вес бетона, нагрузка от веса сборных пустотных плит равна 3,2—3,5 кПа. При использовании вычислительных комплексов собственный вес несущих конструкций можно вычислить автоматически по назначенному поперечному сечению элементов. При автоматическом задании веса несущих стальных конструкций расчетную нагрузку следует определять с использованием не только коэффициента надежности по нагрузке 1,05, но и строительного коэффициента. Строительный коэффициент учитывает особенности конструктивного решения элементов каркаса (наличие фундаментных плит, фланцев, опорных столиков, ребер, накладок, сварных швов, болтов, местного увеличения сечения в узлах и т. п.). Строительный коэффициент, отражающий конструктивные особенности балок, можно принять равным 1,10—1,20, для колонн — 1,15—1,30.

Если ограждение работает в составе каркаса, то в расчетную схему включают несущие элементы ограждений, на которые и передается вес ограждения. Если ограждение не работает совместно с несущими конструкциями каркаса, то его вес прикладывается к несущим конструкциям в виде внешней нагрузки.

Для перекрытий при сборе постоянной нагрузки учитывается конструкция пола и потолка. Поверхность потолка может быть оштукатурена или покрыта листами гипсокартона. В этом случае вес потолка определяется толщиной и удельным весом облицовки потолка. При наличии подвесного потолка кроме веса облицовки необходимо учитывать нагрузку от веса каркаса равную 0,10—0,25 кПа. В нагрузке от пола кроме отделочных слоев необходимо учитывать наличие выравнивающей стяжки, звукоизоляции, лаг (при устройстве дощатых полов).

Нагрузку от внутренних стен, устанавливаемых на балки, задают в виде погонной нагрузки на балку. Для стен из кирпича, гипсовых и газосиликатных блоков погонная нагрузка определяется произведением удельного веса материала стены на ее толщину и высоту помещения. При сборе нагрузки на балку учитывается вес штукатурки и отделки, выполняемой с двух сторон стены. Нагрузка от каркасных стен на балки может быть определена произведением

веса квадратного метра стены (0,25—0,55 кПа) на высоту помещения. При расположении внутренних стен и перегородок вне балок нагрузку на перекрытие от стен можно задать в диапазоне от 1,0 до 1,2 кПа. Указанное значение достаточно точно характеризует воздействие веса внутренних стен и перегородок на колонны и главные балки. При расчете второстепенных балок и заполнения балок следует учитывать фактическое расположение внутренних стен и перегородок на этих конструкциях.

Значительные постоянные нагрузки передаются на каркас от веса наружных стен. При назначении этой нагрузки учитывается конструкция несущей части стены ее внутренняя отделка, наличие утеплителя, наружная облицовка стены. Для самонесущей стены вес ее прикладывают к фундаменту. Вес навесной стены из мелкоразмерных элементов прикладывается к балкам, расположенным по контуру здания в виде погонной нагрузки. Вес несущей части стены равен произведению толщины на удельный вес и высоту этажа. Вес облицовки, утеплителя, отделочных фасада определяется толщинами, удельным весом слоев этих элементов и шириной грузовой площади, равной в этом случае высоте этажа. Вес каркаса вентилируемого фасада может быть принят равным 0,1—0,15 кПа.

Нагрузка от веса трехслойных панелей прикладывается или к контурным балкам (при вертикальной разрезке) или к колоннам (при горизонтальной разрезке). Нагрузку от веса трехслойных панелей принимают по данным завода изготовителя. Приближенно можно считать вес таких панелей 0,5—0,8 кПа, а погонная нагрузка на балки или колонны определяется произведением веса квадратного метра на ширину грузовой площади.

Вес каркасно-обшивных стен передается на контурные балки. Нагрузка от листов гипсокартона, фасадных панелей, штукатурки и т. п. элементов конструкции определяется удельным весом и толщиной слоев. Вес стального каркаса и обрешетки принимается равным 0,2—0,5 кПа, нагрузка от веса пароизоляции и ветрозащитных пленок невелика и составляет не более 0,05 кПа.

Покрытие многоэтажного здания отличается от конструкции перекрытий наличием утеплителя и гидроизоляции. Для определения постоянной нагрузки на покрытие необходимо учесть наличие этих конструктивных элементов. Кроме нагрузки от утеплителя и кровли на покрытие может передаваться нагрузка от веса осветительных приборов, вентиляции, систем пожаротушения, конструкций вертолетных и смотровых площадок. Системы вентиляции и пожаротушения относятся к технологической нагрузке, однако для трубопроводов, прикрепленных к покрытию, в запас несущей способности, нагрузку принимают приближенно равной 0,25 кПа. Вес вертолетных и смотровых площадок определяется конструкцией площадок. Нагрузка от веса площадок прикладывается к покрытию в местах их устройства.

Вес конструкций лестниц может прикладываться к каркасу двумя способами. Если несущие конструкции лестниц включены в расчетную схему, то их вес можно определить автоматически, как и для остальных элементов каркаса. В этом случае в расчетную схему включаются стальные косоуры. К косоурам прикладывается нагрузка от веса ступеней и отделки лестницы. Если лестница

не включена в расчетную схему, то эквивалентная весу лестницы нагрузка задается на балки каркаса в виде сосредоточенных сил или погонной нагрузки равной опорным реакциям лестничных маршей.

Коэффициенты надежности по нагрузке для постоянной нагрузке зависят от материала конструкций и составляют от 1,05 до 1,3 (табл. 7.1 СП 20.13330.2016 [16]).

1.5.3. Полезная нагрузка

В многоэтажных зданиях размещаются жилые, офисные, учебные торговые и тому подобные помещения. На перекрытиях зданий располагаются люди, оборудование, мебель, материалы, изделия, временные перегородки и т. п. В подвальных и цокольных этажах могут проектироваться автомобильные стоянки. Кроме этого, в многоэтажных зданиях устраиваются технические этажи для размещения технологического оборудования, предназначенного для обслуживания здания.

Нагрузка, распределенная на этажах временная. Эту нагрузку часто называют полезной. Особенностью полезной нагрузки, распределенной на перекрытиях, является то, что ее полное значения считается кратковременной нагрузкой, а пониженное значение — длительной. Нагрузка на перекрытия задается в действующих нормах и зависит от назначения помещения. Полезная нагрузка, распределенная на перекрытиях, дана в табл. 8.3 СП 20.13330.2016 [16].

Коэффициент надежности по нагрузке при величине нормативной нагрузки до 2 кПа равен 1,3, при величине 2 кПа и более равен 1,2. Для большинства помещений установлено пониженное значение нагрузки, которое является временным длительным. Пониженное (длительное) значение полезной нагрузки составляет 0,35 от полной нагрузки. Для книгохранилищ, архивов, чердачных помещений, участков покрытий без скопления людей и участков обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях пониженное значение полезной нагрузки не задается.

Нагрузка, распределенная на перекрытиях, зависит от назначения помещений, поэтому на одном этаже может быть несколько участков с разными величинами нагрузок. Для учета случайного характера полезной нагрузки, распределенной на перекрытиях, и неодновременного загружения всех площадей перекрытия и всех перекрытий сразу полной полезной нагрузкой для некоторых помещений используют коэффициенты сочетания, уменьшающие величину полезной нагрузки. Так, для жилых и офисных помещений:

- при расчете балок, ригелей, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, допускается снижать нагрузку в зависимости от грузовой площади A, с которой нагрузка передается на рассчитываемый элемент, в том случае, если A больше 9 м^2, нагрузку допускается снижать умножением на коэффициент сочетания:

$$\varphi_1 = 0{,}4 + \frac{0{,}6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}},$$

где A — грузовая площадь, а $A_1 = 9\,м^2$;

• при определении усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузку от двух перекрытий и более, нагрузку допускается снижать умножением на коэффициент сочетания:

$$\varphi_3 = 0{,}4 + \frac{\varphi_1 - 0{,}4}{\sqrt{n}} \ .$$

Расчет перекрытий многоэтажного здания выполняют на действие полезной нагрузки с учетом коэффициента сочетания φ_1. Для расчета колонн, стен и фундаментов полезную нагрузку определяют с учетом коэффициента сочетания φ_3 и прикладывают на всех перекрытиях здания.

Для выявления наибольших усилий в конструкциях перекрытий следует рассмотреть несколько вариантов расположения полезной нагрузки на перекрытии. При неразрезных конструкциях перекрытия следует рассмотреть вариант расположения полезной нагрузки через пролет. Такое же распределение следует рассмотреть и при шарнирном креплении балок к колоннам для учета возможного появления изгибающих моментов в колоннах из-за наличия эксцентриситетов в узлах крепления балок к колоннам.

В подвалах и цокольных этажах многоэтажных зданий могут устраиваться автомобильные стоянки. Нагрузка на перекрытия от транспортных средств представлена в табл. 8.4 СП 20.13330.20 [16].

Для транспортных средств массой более 16 т (в том числе и пожарных) нагрузку следует принимать с учетом их технических данных и в соответствии с заданием на проектирование. При отсутствии паспортных данных нормативную нагрузку от веса пожарных автомашин следует принять равной не менее 30 кПа. Эта нагрузка действует на проезды около многоэтажного здания и может передаваться на стены подвалов и покрытие подземной части здания.

Покрытие подземной части многоэтажного здания, доступное для проезда пожарных автомашин, следует запроектировать из расчета нагрузки от пожарной автомашины не менее 16 т на ось, и общей нагрузки от наиболее тяжелых машин (автоподъемников) в 46 т, установленных в наиболее неблагоприятном возможном положении.

Коэффициент надежности по нагрузке для нагрузки от транспортных средств равен 1,2.

Технологическая нагрузка на каркас многоэтажного здания определяется в зависимости от технического оснащения здания. На каждом этаже учитывается вес электро- и вент-оборудования, наличие и особенности систем пожаротушения. Для конструкций покрытия и стен учитываются нагрузки от систем очистки и обслуживания фасадов здания. Нагрузка от систем очистки и обслуживания фасадов определяется с учетом особенностей применяемой системы.

В многоэтажных зданиях для организации водо- и теплоснабжения, канализации, размещения систем пожаротушения и вентиляции через каждые 10—15 этажей устраивают технические этажи. Нагрузка на технические этажи составляет 10 кПа (нормативная нагрузка). Нагрузка может назначаться с учетом фактических схем размещения оборудования с нагрузками от него,

но не менее 10 кПа. Коэффициент надежности по нагрузке для технологической нагрузки 1,2.

Для спасения людей из многоэтажного здания при пожаре или иной чрезвычайной ситуации может использоваться пожарный вертолет. Нагрузки на покрытие от пожарного вертолета определяются в соответствии с требованиями норм [9] (раздел 2.6).

1.5.4. Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка, действующая на многоэтажные здания, оказывает значительное влияние на прочность и устойчивость здания. От ветрового воздействия возникают горизонтальные перемещения верха здания, от пульсационной составляющей ветровой нагрузки развиваются колебания каркаса, сопровождающиеся появлением в конструкции динамических усилий, что оказывает существенное влияние на расчетные усилия в элементах каркаса.

Ветровая нагрузка — это кратковременная нагрузка, величина и направление которой быстро изменяются в процессе эксплуатации здания. Ветровая нагрузка — это атмосферная нагрузка, она зависит от скорости ветра. Для определения ветровой нагрузки на основании метеорологических наблюдений определяется максимальная скорость ветра и соответствующая ей нагрузка. Эта нагрузка считается статической. Однако возможны кратковременные порывы ветра, которые не только значительно увеличивают величину нагрузки, но и ведет к развитию колебаний каркаса.

При определении ветровой нагрузки ее рассматривают как сумму двух составляющих. Первая часть ветровой нагрузки называется средней составляющей и определяется максимальной скоростью ветра, наблюдаемой в данной местности. Вторая часть ветровой нагрузки — это пульсационная составляющая, которая обусловлена кратковременными порывами ветра. Ветровая нагрузка на здание складывается из средней и пульсационной оставляющей:

$$w = w_m + w_p,$$

где w_m — средняя составляющая ветровой нагрузки, w_p — пульсационная составляющая ветровой нагрузки.

Величина ветровой нагрузки зависит от многих факторов:

- от места строительства;
- от типа местности;
- от высоты над уровнем земли;
- от формы сооружения и его расположения относительно других зданий и сооружений;
- от частот собственных колебаний конструкции.

Вся территория России разбита на 7 ветровых районов. Район строительства определяется по картам, представленным в действующих нормах [16].

В зависимости от района строительства определяется нормативное значение ветрового давления (СП 20.13330.2016 [16, табл. 11.1]).

На величину ветровой нагрузки оказывает влияние характер местности, т. е. то, в какой мере она открыта ветровому потоку. Вся местность делится на три типа — тип А, тип Б и тип В.

Местность типа А — это открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности с постройками высотой менее 10 м, пустыни, лесостепи, тундра. Местность типа А — это местность, на которой отсутствуют препятствия для свободного распространения ветра, поэтому ветровая нагрузка в этой местности достигает максимальных значений.

Местность типа Б — это городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м. Эта местность со средними значениями ветровой нагрузки. В местности этого типа осуществляется наиболее широкое строительство.

Местность типа В — это городские территории с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м. Ветровые воздействия в этой местности из-за экранирующего действия застройки минимальны. Объемы строительства с развитием городов в местности такого типа постоянно расширяются.

Ветровая нагрузка зависит от высоты над уровнем земли. При этом, чем выше отметка, тем выше ветровая нагрузка. При определении ветровой нагрузки используется $k(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, а также тип местности, на которой осуществляется строительство. Коэффициент $k(z_e)$ — зависит только от высоты над уровнем земли, типа местности и не зависит от района строительства.

Для определения коэффициента $k(z_e)$ следует найти эквивалентную высоту z_e.

Для башен, мачт, труб и т. п. $z_e = z$, где z — высота над поверхностью земли.

Для зданий при $h \leqslant d$, где h — высота здания, d — ширина здания поперек ветрового потока без учета стилобатной части: $z_e = h$.

Для зданий при $d < h \leqslant 2d$:

- если $z \geqslant h - d$, то $z_e = h$;
- если $0 < z < h - d$, то $z_e = d$.

Для зданий при $h > 2d$:

- если $z \geqslant h - d$, то $z_e = h$;
- если $d < z < h - d$, то $z_e = z$;
- если $0 < z \leqslant d$, то $z_e = d$.

При $z_e \leqslant 300$ м $k(z_e)$ определяется по формуле:

$$k(z_e) = k_{10}\left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha},$$

где k_{10} и α определяются по СП 20.13330.2016 [16, табл. 11.3].

Кроме этого, для определения коэффициента изменения ветрового давления можно использовать данные табл. 11.2 СП 20.13330.2016 [16].

Для учета влияния формы сооружения и его расположения относительно других зданий и сооружений на ветровую нагрузку в действующих нормах используется аэродинамический коэффициент c. Аэродинамический коэффициент определяется взаимодействием воздушного потока с сооружением, на поверхности которого формируются зоны повышенного давления и зоны разряжения, кроме этого, дополнительная нагрузка возникает из-за трения воздуха о поверхность сооружения. Положительное ветровое давление на наветренной стороне здания (напор или активное давление) создается при действии ветрового потока на наружную поверхность, оно направлено внутрь

сооружения. При обтекании потоком воздуха здания образуются завихрения воздуха и, как следствие, его разрежение. Из-за того, что здание представляет собой замкнутый объем с постоянным давлением воздуха на поверхность здания, граничащую с разряженным воздухом, действует давление, направленное из здания наружу. Это давление при расчете считается отрицательным и называется отсосом. И активное давление, и давление отсоса направлены перпендикулярно поверхности, на которую они действуют.

Разнообразие форм зданий и типов наружных поверхностей усложняет определение ветрового давления. В действующих нормах ветровое давление напрямую зависит от аэродинамических коэффициентов. Аэродинамические коэффициенты *c* в нормах определены для ряда сооружений. Многоэтажные здания имеют вытянутые в вертикальном направлении прямоугольные формы. В этом случае аэродинамический коэффициент для активного давления (напор) равен $c_{акт} = 0{,}8$, для отсоса $c_{отс} = -0{,}5$. В нормах для призматических сооружений приведена методика определения коэффициента лобового сопротивления c_x. Коэффициент лобового сопротивления учитывает и активное давление, и отсос. Для зданий, не представленных в нормах, для определения аэродинамических коэффициентов необходимо проведение специальных научных исследований, которые могут включать продувки в аэродинамической трубе.

Особенностью взаимодействия воздушного потока с замкнутыми объемами, имеющими ребра, является то, что в районе ребер из-за завихрений воздуха возникают повышенные уровни давления, значительно (более, чем в 2 раза) превышающие нагрузку на остальную поверхность. Это увеличенное давление не влияет на несущую способность здания, но может существенно повлиять на прочность элементов стенового ограждения и должно быть учтено при расчете ограждения.

С учетом места строительства, высоты над уровнем земли, аэродинамических характеристик здания средняя составляющая ветровой нагрузки равна:

- при использовании аэродинамических коэффициентов определяются активное давление $w_{m,акт} = w_o k(z_e) c_{акт} \gamma_f$ и отсос $w_{m,отс} = w_o k(z_e) c_{отс} \gamma_f$;
- при использовании коэффициентов лобового сопротивления

$$w_m = w_o k(z_e) c_x \gamma_f ,$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления (см. табл. 1.5.3), k (z_e) — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, $c_{акт}$ и $c_{отс}$ — аэродинамический коэффициент, c_x — коэффициент лобового сопротивления ($c_{акт}$, $c_{отс}$ и c_x — определяются формой сооружения по действующим нормам), γ_f — коэффициент надежности для ветровой нагрузки, равный 1,4.

Для призматических зданий коэффициент лобового сопротивления равен:

$$c_x = k_\lambda c_{x\infty} .$$

Коэффициент $c_{x\infty}$ определяется по действующим нормам.

Коэффициент k_λ определяется в зависимости от относительного удлинения сооружения

$$\lambda = \frac{l}{b},$$

где l — длина обдуваемой поверхности, b — ширина обдуваемой поверхности.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки вызвана резкими превышениями скорости ветра над установившимся воздушным потоком. Повышенная скорость действует небольшой промежуток времени, поэтому соответствующая увеличенная ветровая нагрузка быстро уменьшается, а потом может снова достигать пиковых значений. Такой характер пульсационной нагрузки вызывает в конструкциях развитие колебаний, следствием которых является дополнительный рост усилий в конструкции. Величина пульсационной составляющей ветровой нагрузки без учета динамических эффектов определяется по формуле:

$$w_p = w_m \zeta \nu ,$$

где ζ — коэффициент пульсации давления ветра, ν — коэффициент корреляции. Коэффициенты ζ и ν определяются в соответствии с действующими нормами.

Коэффициент пульсации давления ветра определяется по формуле:

$$\zeta(z_e) = \zeta_{10} \left(\frac{z_e}{10} \right)^{-\alpha} .$$

Значения коэффициентов ζ_{10} и αопределяются по табл. 11.3 СП 20.13330.2016 [16].

Величину коэффициента пульсации давления ветра также можно определить интерполяцией по табл. 11.4 СП 20.13330.2016 [16].

Коэффициент пространственной корреляции ν зависит от размеров сооружения и отметки над уровнем земли. Коэффициент пространственной корреляции определяется интерполяцией по табл. 11.6 СП 20.13330.2016 [16]. Используемые в табл. 11.6 величины ρ и χ для многоэтажных зданий соответственно равны ширине и высоте обдуваемого фасада.

Рассмотренное выше выражение для определения пульсационной составляющей ветровой нагрузки справедливо только в том случае, если частота первой формы собственных колебаний больше предельной установленной нормами частоты. В СП 20.13330.2016 [16] представлена методика определения предельного значения частоты собственных колебаний. Частоты даны для двух типов сооружений: для железобетонных и каменных сооружений и зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций (многоэтажные здания со стальным каркасом относятся к этому типу сооружения) с логарифмическим декрементом затухания $\delta = 0{,}3$; для стальных сооружений, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа с логарифмическим декрементом затухания $\delta = 0{,}15$; для стекла и сооружений со смешанным (имеющим одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции) каркасом $\delta = 0{,}22$.

Для учета инерционных усилий при колебаниях каркаса из-за действия пульсации ветра используется два подхода. Первый предназначен для ручного сбора ветровой нагрузки, которая в этом случае при проведении расчетов считается статической, а для учета колебаний конструкции величину пульсационной составляющей увеличивают умножением на коэффициент динамичности больший единицы:

$$w_p = w_m \xi \zeta \nu ,$$

где ξ — коэффициент динамичности.

В действующих нормах коэффициент динамичности определяется, если первая частота собственных колебаний конструкции меньше предельной частоты.

В случае, если частота первой формы колебаний меньше предельной, а частота второй формы колебаний больше предельной, то коэффициент динамичности для пульсационной составляющей определяется следующим образом. Сначала находится безразмерный период:

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_o k(z_{эк})\gamma_f}}{940 f_1},$$

где w_0 — нормативное значения давления ветра в Па, $k(z_{эк})$ — коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты $z_{эк}$, f_1 — частота первой формы собственных колебаний. Для многоэтажного здания $z_{эк}=0{,}8h$, где h — высота здания. После определения безразмерного периода T_{g1} определяют значение коэффициента динамичности ξ (рис. 11.1 [16]).

Для зданий, у которых s первых частот меньше предельной частоты собственных колебаний, необходимо учитывать все эти s форм колебаний, а суммарное усилие и перемещение определять так:

$$X^2 = \sum X_s^2,$$

где X — суммарное перемещение или усилие, X_s — перемещение или усилие по форме колебания s. В нормах уточняется, что при расчете зданий допускается учитывать только три первые низшие частоты колебаний (две изгибных и одну крутильную или изгибно-крутильную).

При определении собственных частот колебаний нормы рекомендуют в качестве масс, участвующих в динамических процессах, использовать загружения гравитационными нагрузками (собственный вес несущих и ограждающих конструкций, полезная на перекрытиях, снег, технологическое оборудование). При определении масс от каждого из включаемых в формирование масс загружений учитывают нормативные значения постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

Более точно учесть динамические эффекты при действии ветровой нагрузки можно численным расчетом с применением современных вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов. В этом случае каркас здания рассматривается как упругая система с размещенными в соответствующих местах массами. Массы получаются из соответствующих постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Учитываются нормативные значения нагрузок, что достигается делением расчетных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке. В результате проведения динамического расчета определяются частоты собственных колебаний, а также перемещения и усилия с учетом динамического характера действия пульсационной нагрузки. Вопросы учета динамического действия ветра подробно рассмотрены в разделах 2.4.2, 2.4.3 и 2.4.4.

1.5.5. Снеговая нагрузка

На покрытия многоэтажных зданий действует снеговая нагрузка, которая зависит от места строительства. Всего на территории России выделено 7

снеговых районов. Снеговая нагрузка в 7 районе в 8 раз больше, чем в первом. Для крупных городов в нормах снеговая нагрузка задается отдельно, независимо от района строительства. Нормируемая величина снеговой нагрузки определена путем многолетних наблюдений за снеговым покровом. Уточнение снеговой нагрузки и границ районов производится в каждой новой редакции норм, поэтому при проектировании всегда следует пользоваться последними утвержденными нормами. Снеговая нагрузка зависит от периода наблюдений, в течение которого ожидается формирование максимального снегового покрова. В настоящее время этот период составляет 50 лет. Для ответственных зданий и сооружений период появления максимальной снеговой нагрузки увеличивают в специальных технических условиях до 75—100 лет, что ведет к росту снеговой нагрузки на 15—25%. Ряд горных и плохо изученных местностей не может быть отнесен к какому-либо снеговому району. Для назначения снеговой нагрузки в таких местностях следует использовать данные Росгидромета или специальный поправочный коэффициент, определяемый по методике норм.

Максимальные расчетные усилия в колоннах многоэтажных зданий мало зависят от снеговой нагрузки, однако для конструкций покрытия снеговая нагрузка может быть определяющей. При сборе снеговой нагрузки на покрытие многоэтажного здания следует учитывать ее зависимость от формы здания и очертания покрытия, наличия на нем участков возможного накопления снега (снеговые мешки), уменьшение нагрузки за счет сдува снега ветром, повышенных теплопотерь через покрытие.

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие многоэтажного здания определяется по формуле:

$$S = c_e c_t \mu S_g \gamma_f,$$

где c_e — коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия, c_t — коэффициент, учитывающий стаивание снега с покрытия из-за повышенных тепловыделений, μ — коэффициент перехода от веса снега на земле к весу снега на покрытие, S_g — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, $\gamma_f = 1{,}4$.

Возможный сдув снега с покрытия учитывается коэффициентом c_e. Сдув снега учитывается только для ветровых местностей типа А и В. Указанный понижающий коэффициент рекомендуется использовать при включении требования его учета в техническое задание на проектирование.

Уменьшение снега на покрытии за счет повышенных теплопотерь учитывается коэффициентом c_t. При проектировании многоэтажных зданий ограничиваются теплопотери в здании до нормативных значений, поэтому стаивания снега с покрытия при нормальной эксплуатации многоэтажного здания не происходит, что исключает возможность использования пониженных термических коэффициентов при сборе снеговой нагрузки.

Форма здания и очертание покрытия оказывают на накопление снегового покрова на покрытии решающее влияние. Для зданий с плоскими кровлями нагрузка на покрытие совпадает с нагрузкой на поверхность земли в данной местности и поэтому коэффициент распределения снеговой нагрузки μ равен 1. Для прямоугольных в плане зданий со скатными кровлями рассматривается

несколько вариантов распределения снега на покрытии. При этом для варианта с равномерно распределенной снеговой нагрузкой коэффициент распределения снега варьируется от 1 до 0 в зависимости от угла наклона кровли к горизонту. Для вариантов с неравномерным распределением снега коэффициент μ может достигать на отдельных участка величины 1,25—1,4.

При расчете конструкций покрытия необходимо учитывать наличие парапетов, выходов на крышу, вертолетных площадок и т. п. конструкций, у которых могут образоваться снеговые мешки.

Для определения нормативного значения веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли S_g для некоторых городов используются данные приложения К СП 20.13330.2016 [16]. Для территории, не включенной в приложение K, S_g назначается с использованием карты районирования территории России по весу снегового покрова и данных табл. 10.1 СП 20.13330.2016 [16].

1.5.6. Температурные воздействия

Температурное воздействие на конструкции многоэтажного здания возникает из-за изменения температуры в процессе эксплуатации. Монтаж строительных конструкций здания осуществляется при температурах, которые отличаются от эксплуатационных температур. После замыкания конструкции отдельные ее элементы не могут произвольно деформироваться без взаимодействия с другими элементами и закрепления в фундаменте. При увеличении температуры элементы стремятся удлиниться, при ограничении свободы деформации смежными элементами или опорными закреплениями в элементах конструкции появляются сжимающие продольные усилия. При уменьшении эксплуатационной температуры в элементах соответственно могут появляться растягивающие продольные усилия. Кроме продольных усилий в элементах конструкции при изменениях температуры могут появляться изгибающие моменты и поперечные силы. Дополнительные усилия появляются в конструкции и в случае перепада температур по высоте сечения элемента, при этом возникают продольные усилия, изгибающие моменты и поперечные силы. Следует учитывать, что чем больше температурный перепад, тем большие усилия могут возникнуть в конструкции.

Наиболее значительные температурные перепады в процессе эксплуатации появляются в конструкциях, размещенных в неотапливаемых зданиях или зданиях с повышенными тепловыделениями. Дополнительному росту перепада температур способствует действие прямого солнечного света на конструкцию. В многоэтажных зданиях, как правило, отсутствуют неотапливаемые помещения и помещения с повышенными выделениями температуры. Однако в случае устройства необогреваемого чердака конструкции покрытия находятся в неотапливаемом помещении. Не обогреваются при эксплуатации здания элементы наружного стенового ограждения за пределами утепляющего слоя — облицовка и каркас облицовки ограждений с вентилируемым фасадом и каркасных стен. Также к неотапливаемым конструкциям следует отнести наружный слой трехслойных панелей. Особенностью наружных стен является и то, что они подвержены прямому действию солнечной радиации. В многоэтажных зданиях

с полностью остекленными фасадами расположенные у фасада конструкции (колонны, балки, перекрытия) следует рассматривать, как находящиеся в отапливаемом здании, но при прямом действии солнечной радиации.

Усилия от температурной нагрузки в многоэтажных зданиях, как правило, невелики. Однако для ряда элементов дополнительные температурные напряжения могут достигать значительных величин. Так из-за разных температурных коэффициентов стали и железобетона усилия могут возникать в колоннах, связях, балках перекрытий и узлах крепления плит перекрытий к балкам. Деформации стального каркаса, опертого на фундаменты из-за малого изменения температуры грунта основания, ведет к появлению дополнительных усилий в колоннах, связях каркаса и узлах крепления колонн к фундаменту.

Сбор температурной нагрузки осуществляется в соответствии с действующими нормами для летнего периода и зимнего периода эксплуатации. Летний период эксплуатации рассматривается для учета температурного перепада, возникающего при замыкании конструкции зимой и ее использовании летом. Зимний период эксплуатации соответственно — замыкание конструкции летом, использование зимой. Такой подход позволяет учесть при проектировании все возможные случаи изменения температуры при эксплуатации.

В нормах для расчета конструкций на действие температуры задаются изменения средних температур по сечению Δt, а также перепады температур по сечению элемента υ. Нормативные значения изменений средних температур по сечению составляют:

- в теплое время $t_w = t_w - t_{oc}$;
- в холодное время $t_c = t_c - t_{ow}$.

где t_w, t_c — нормативные значения средних температур по сечению элемента в теплое и холодное время года соответственно, t_{ow}, t_{oc} — начальные температуры в теплое и холодное время года соответственно.

Нормативные значения перепадов температур по сечению элемента составляют:

- в теплое время υ_w;
- в холодное время υ_c.

Для определения средних температур и перепадов температур по сечению элемента используются данные табл. 13.1 [16].

Полная температурная нагрузка — это кратковременная нагрузка. В нормах устанавливается не только полное, но и пониженное значение температурной нагрузки. Температурная нагрузка с пониженным значением считается длительной нагрузкой. При вычислении пониженного значения температурной нагрузки учитывается, что:

$$\theta = \theta = \theta = \theta = \theta = 0;\ t_{ew} = t_{\text{VII}},\ t_{ec} = t_{\text{I}}$$

где t_{VII} и t_1 — многолетние средние месячные температуры в июле и январе соответственно.

Коэффициент надежности по нагрузке для температурных воздействий равен 1,1.

Расчет на действие температурной нагрузки при проектировании выполняется с использованием вычислительных комплексов, реализующих метод

конечных элементов. Температурная нагрузка прикладывается к каркасу, как два загружения для летнего и зимнего периода.

1.5.7. Сейсмические воздействия

Значительная часть территории России расположена в сейсмических районах, в которых возможны землетрясения. При землетрясении происходят быстрые перемещения земной поверхности в виде толчка или колебаний. Земная поверхность перемещается с ускорением, величина и амплитуда которого определяют то, какие воздействия будут передаваться на конструкции здания. В зависимости от возможной интенсивности землетрясения устанавливается сейсмичность района строительства в баллах. Обычно очаг землетрясения располагается на глубине 30—40 км, от него распространяются сейсмические волны, уменьшающиеся по мере удаления от очага. В сейсмических районах расчет многоэтажных зданий следует выполнять с учетом сейсмических воздействий, обусловленных воздействием перемещений грунта на здание. Необходимо учитывать, что перемещения грунта, вызванные землетрясением, могут происходить как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях. Заранее предсказать направление перемещения грунта невозможно, поэтому при расчете и перемещения, и вызванные ими сейсмические воздействия рассматривают, как знакопеременные величины.

В действующих российских нормах расчет сейсмостойкости выполняется на основе спектральной теории сейсмостойкости. В последнее время при численных расчетах многоэтажных сооружений используется метод расчета по акселерограммам.

Основным нормативным документом для расчета конструкций с учетом сейсмических воздействий является СП 14.13330.2018 [17]. Нормы позволяют рассчитать конструкции при сейсмичности от 6 до 9. При сейсмичности более 9 баллов проектирование следует вести с научным сопровождением специализированной организации. Интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-2015), утвержденных Российской академией наук. Указанный комплект карт предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов. На карте А показаны районы, для которых вероятность возможного превышения в течение 50 лет указанного на карте значения сейсмической интенсивности составляет 10%. То есть в этих районах в 90 случаях из 100 в течение 50 лет будут зафиксированы менее интенсивные сейсмические воздействия, чем указано на картах. На карте В показаны районы, для которых вероятность возможного превышения в течение 50 лет указанного на карте значения сейсмической интенсивности составляет 5%, а на карте С — 1%.

Указанным значениям вероятностей соответствуют следующие средние интервалы времени между землетрясениями расчетной интенсивности: 500 лет (карта А), 1000 лет (карта В), 5000 лет (карта С).

Список населенных пунктов Российской Федерации, расположенных в сейсмических районах, с указанием расчетной сейсмической интенсивности

в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий и трех степеней сейсмической опасности — А (10%), В (5%), С (1%) в течение 50 лет приведен в нормах [17].

Решение о выборе карты для оценки сейсмичности района при проектировании конкретного объекта принимает заказчик по представлению генерального проектировщика, при необходимости основываясь на заключениях компетентной организации.

Расчетную сейсмичность площадки строительства следует устанавливать по результатам сейсмического микрорайонирования (СМР), выполняемого в составе инженерных изысканий, с учетом сейсмотектонических, грунтовых и гидрогеологических условий. При назначении расчетной сейсмичности площадки строительства учитываются грунтовые условия строительства. Все грунты делятся на четыре категории. Для первой категории грунтов сейсмичность строительной площадки меньше сейсмичности района строительства, для второй равна, для третей и четвертой больше.

Для уточнения сейсмичности района строительства объектов повышенной ответственности дополнительно проводят специализированные сейсмологические и сейсмотектонические исследования. Проектирование зданий и сооружений высотой более 75 м и с пролетами более 50 м должно осуществляться при научном сопровождении и участии специализированных научно-исследовательских организаций.

Расчет многоэтажных зданий, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом расчетной сейсмической нагрузки.

При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по табл. 1.5.11. Нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, следует рассматривать как знакопеременные нагрузки.

Таблица 1.5.11.

Коэффициенты сочетаний для нагрузок

Постоянные	0,9
Временные длительные	0,8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

Сейсмический расчет многоэтажных зданий следует выполнять:

а) на основе спектральной теории на сейсмическую нагрузку S_{ik} в выбранном направлении (j), приложенная к точке k и соответствующая i-му тону собственных колебаний зданий или сооружений с учетом ответственности и возможных повреждений. Для определения сейсмической нагрузки сначала вычисляется S_{oik} — это сейсмическая нагрузка, действующая при условии упругого деформирования конструкции.

После определения сейсмической нагрузки для каждого i-го тона собственных колебаний находятся усилия N_i от этих нагрузок как от статических, а расчетные усилия определяются от их совместного действия по формуле:

$$N_p = \pm\sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2},$$

б) с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях, наиболее опасных для данного здания или сооружения, а также синтезированных акселерограмм (рис. 1.5.1).

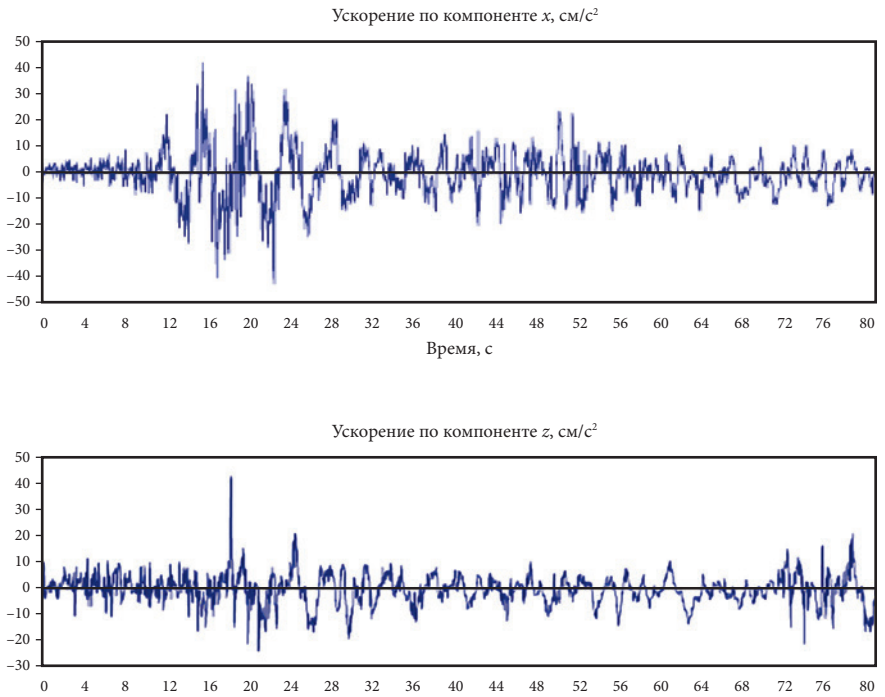


Рис. 1.5.1. Акселерограммы землетрясения 4 марта 1977 г. в г. Москве: *а*) компонента X; *б*) компонента Z

При этом максимальные амплитуды ускорений основания следует принимать не менее 100, 200 или 400 см/с^2 при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно. Для Москвы с сейсмичностью 5 и 6 баллов ускорение основания равно 25 и 50 см/с^2 соответственно.

В отечественных вычислительных комплексах реализованы оба подхода.

1.6. РАЗРАБОТКА РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

При проектировании многоэтажного здания необходимо определение усилий в элементах каркаса. Усилия в каркасе определяются по результатам расчета, для выполнения которого необходимо разработать расчетную схему каркаса здания. Расчетная схема каркаса разрабатывается с учетом геометрии каркаса, конструктивного решения узлов сопряжения элементов и опорных

закреплений. После определения нагрузок, действующих на здание, они прикладываются к расчетной схеме в виде нескольких загружений.

Для достоверного определения усилий в элементах каркаса следует использовать апробированные, доступные и производительные вычислительные методики. В современных условиях к таким вычислительным системам относятся программные комплексы для ЭВМ, которые реализуют численный метод конечных элементов (МКЭ). Современные вычислительные комплексы имеют дружественный интерфейс, развитую библиотеку конечных элементов, препроцессор для формирования расчетной схемы, задания параметров элементов и нагрузки на конструкцию, постпроцессор для обработки результатов расчета. В России широкое применение при проектировании нашли комплексы, в которых учитывают требования российских строительных норм, используют отечественные сортаменты и методики проверки несущей способности элементов и узлов.

При расчете и проектировании несущих конструкции учитываются условия и срок эксплуатации сооружения, свойства применяемых материалов, геометрию конструкции, порядок монтажа здания. Сложившаяся практика проектирования каркасов многоэтажных зданий позволяет сделать вывод о все более точном учете в расчетной схеме конструктивного решения каркаса проектируемого здания. Практически повсеместно используются пространственные расчетные схемы. Узлы сопряжения элементов каркаса рассматриваются как шарнирные, жесткие или как узлы конечной жесткости. В расчетной схеме учитывается плита перекрытия, которая при наличии сдвиговых связей между ней и балкой работает как элемент композитной сталежелезобетонной конструкции. При отсутствии сдвиговых связей плиту включают в работу как горизонтальный диск, связывающий все колонны с вертикальными связевыми блоками. В расчетную схему включают грунт основания для учета влияния осадок фундамента на работу каркаса.

Целью расчета каркаса многоэтажного здания является обоснования сечений и конструкции узлов при обеспечении требований по двум группам предельных состояний. По первой группе предельных состояний необходимо обеспечить прочность элементов и узлов каркаса, устойчивость отдельных элементов и каркаса в целом, исключить опрокидывание каркаса (обеспечить устойчивость положения каркаса). По второй группе предельных состояний обеспечиваются допустимые вертикальные и горизонтальные перемещения, изучаются собственные формы колебаний, проверяются перекосы этажных ячеек, осадка, разность осадок и крен здания, анализируются прогибы и зыбкость перекрытий, ускорения колебаний перекрытий верхних этажей.

Кроме проверок по первой и второй группам предельных состояний, в некоторых случаях для многоэтажных зданий выполняется расчет устойчивости к прогрессирующему разрушению (расчет живучести). При расчете живучести из расчетной схемы удаляется один из конструктивных элементов и проверяется способность поврежденной конструкции воспринимать особые нагрузки [18, 19], которые отличаются от расчетных введением ряда поправочных коэффициентов. Расчет здания в этом случае выполняется на действие особых

сочетаний нагрузок. В особые сочетания расчетные постоянная и длительные нагрузки включаются с теми же сочетаниями, что и в основные сочетания. Кратковременные нагрузки входят в особые сочетания с коэффициентами сочетаний $\psi_t = 0,5$ для первой по значимости расчетной кратковременной нагрузке и $\psi_t = 0,3$ для всех остальных кратковременных нагрузок. При проведении расчетов живучести следует учитывать возможный динамический характер действия нагрузок на сооружение при исключении поврежденного элемента. Для этого следует или выполнять расчет в динамической постановке с учетом времени исключения повреждаемого элемента из работы, или использовать статические расчеты с увеличением нагрузки умножением на коэффициент динамичности. Коэффициент динамичности следует назначать с учетом особенность работы поврежденной конструкции, времени исключения элемента и имеющихся рекомендаций. При мгновенном исключении элемента коэффициент динамичности принимается равным 2. Коэффициент динамичности назначается только на ту часть нагрузки, которая действует в районе нахождения исключаемого элемента.

Расчетная схема, используемая для определения перемещений и усилий, должна наиболее полно и точно отражать работу конструкции. Обязательно следует включать в расчетную схему грунт основания и конструкции фундаментов. Основание под фундаментами следует моделировать в виде упругого основания. Коэффициенты постели назначаются с учетом результатов инженерно-геологических исследований грунта.

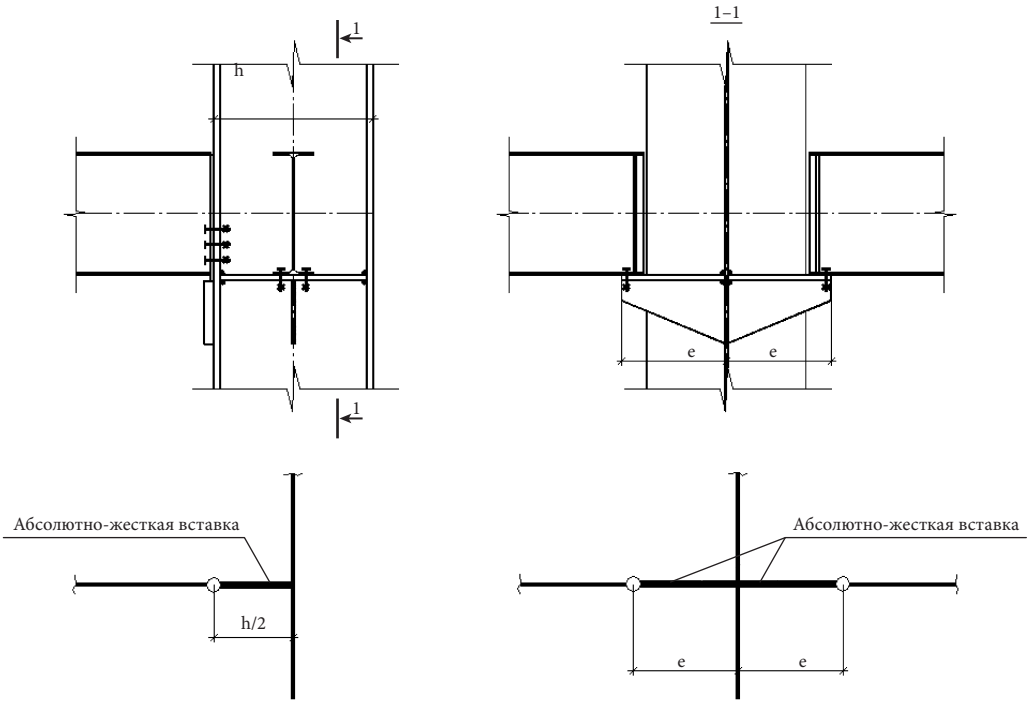


Рис. 1.6.1. Моделирование каркаса при шарнирном сопряжении стержней

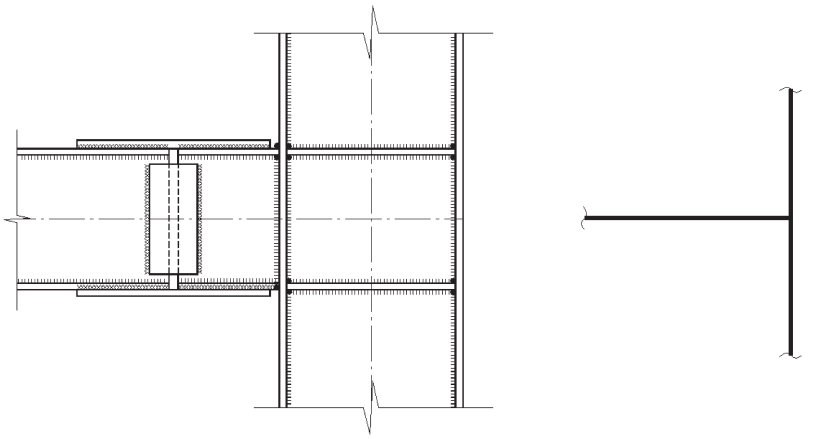


Рис. 1.6.2. Моделирование каркаса при жестком сопряжении стержней

Колонны, ригели, балки и элементы связей моделируются в расчетной схеме стержневыми конечными элементами. Соединения стержней выполняются шарнирными, жесткими или упругоподатливыми. При моделировании колонн и балок необходимо учитывать наличие эксцентриситетов в узлах сопряжений элементов. На рис. 1.6.1 показаны фрагменты расчетной схемы при шарнирном креплении балок к колоннам, на рис. 1.6.2 при жестком креплении балок к колоннам.

При моделировании колонн и балок каркаса стержневыми конечными элементами для учета эксцентриситетов сопряжения стержней в узлах следует использовать абсолютно-жесткие вставки, соответствующей длины. В качестве абсолютно-жестких вставок можно использовать или стержни большой жесткости, или специальные конечные элементы, включенные в некоторые вычислительные комплексы. При назначении жесткостных характеристик стержней большой жесткости, моделирующих эксцентриситеты, в качестве первого приближения можно использовать величины на 3—4 порядка большие соответствующих параметров примыкающих к узлу стержней. Затем жесткости этих стержней уточняются тестовыми расчетами. При проведении тестовых расчетов следует рассмотреть влияние изменений жесткостных характеристик жестких вставок на результат расчета. При отсутствии заметных изменений результатов при варьировании жесткостей вставок последнее использованное значение жесткостей вставок применяется в дальнейших расчетах. Особенностью численных расчетов является то, что при очень больших различиях в жесткостных характеристиках элементов может происходить потеря точности расчетов и получение неверных результатов. Поэтому необходимо следить за достоверностью получаемых результатов при выборе жесткостных характеристик жестких вставок. Наличие шарниров или упругоподатливых закреплений задается на соответствующем конце жесткой вставки. При жестком сопряжении стержней жесткие вставки можно не использовать, а сопряжение стержней выполнять в точке пересечения осей стержней. Однако и в этом случае наличие жесткой вставки полезно, т. к. усилия в узле примыкания стержня

к жесткой вставке соответствуют усилиям в балке в месте соединения с колонной, а не на оси колонны.

В зависимости от конструкции расчетная схема перекрытия кроме балок между колоннами может включать:

- стержни, моделирующие второстепенные балки перекрытия, для перекрытий с мелкоразмерным заполнением промежутков между балками;
- стержни, моделирующие балки перекрытия с эксцентричным креплением к ним конечных элементов оболочки, для перекрытий с монолитной плитой по балкам;
- стержнями, моделирующими балки перекрытия и элементами, моделирующими сдвиговую жесткость плит перекрытия, для перекрытий с крупноразмерными пустотными плитами.

При использовании мелкоразмерного заполнения второстепенных балок необходимо учитывать, что при заполнении, выполненном из легкобетонных вкладышей и мелкоразмерных железобетонных плит, после замоноличивания стыков, формируется жесткий в плоскости перекрытия диск, эффективно перераспределяющий нагрузку в плоскости перекрытия. В вертикальном направлении каждый вкладыш и мелкоразмерная плита работают раздельно, т. е. передают вертикальную нагрузку, приложенную к вкладышу или плите, на балки только на участках опирания вкладыша или плиты. При таком конструктивном решении вертикальную нагрузку прикладывают к балкам в соответствии с грузовой площадью балок, а кроме главных и второстепенных балок в расчетную схему вводят элементы, моделирующие жесткость заполнения в горизонтальной плоскости. Моделировать заполнение между балками с применением элементов оболочек нерационально, т. к. при их использовании необходимо учитывать особенности передачи вертикальных нагрузок через стыки вкладышей и плит, что необоснованно усложняет расчетную схему. В связи с этим для учета жесткости заполнения перекрытия можно использовать простую шарнирно-стержневую модель заполнения.

На рис. 1.6.3 показана расчетная схема перекрытия с заполнением из легкобетонных вкладышей и мелкоразмерных железобетонных плит. Стержневые элементы, моделирующие главные и второстепенные балки, крепятся к колоннам и друг к другу с учетом эксцентриситетов, наличия шарниров, податливого или жесткого сопряжения стержней.

Для моделирования жесткости заполнения в плоскости перекрытия можно использовать метод стержневой аппроксимации (МСА). При использовании этого метода продольную жесткость стержней определяют следующим образом:

$$EA_1 = \frac{3}{16}\Delta x\, t \frac{\beta}{\cos^3\alpha} E_0;\ EA_2 = \frac{3}{16}\Delta x\, t \frac{3-\beta^2}{\beta} E_0;\ EA_3 = \frac{3}{16}\Delta x\, t \frac{3\beta^2-1}{\beta^2} E_0,$$

где EA_1, EA_2, EA_3, — продольная жесткость элементов 1, 2 и 3 соответственно, x и y — размеры ячейки в плане по осям X и Y соответственно, t — толщина заполнения, E_0 — модуль упругости материала заполнения, $\beta = \Delta x/\Delta y = \operatorname{ctg}\alpha$. По концам стержней, моделирующих сдвиговую жесткость перекрытия,

ставятся шарниры на изгиб и кручение, при этом кроме продольной для стержней задаются изгибные жесткости и жесткость на кручение. Жесткости на изгиб и кручение задаются при шарнирных закреплениях стержней, моделирующих сдвиговую жесткость перекрытия, можно выбирать произвольно. Если изгибные и крутильную жесткости не задавать, то шарниры в расчетной схеме можно не ставить.

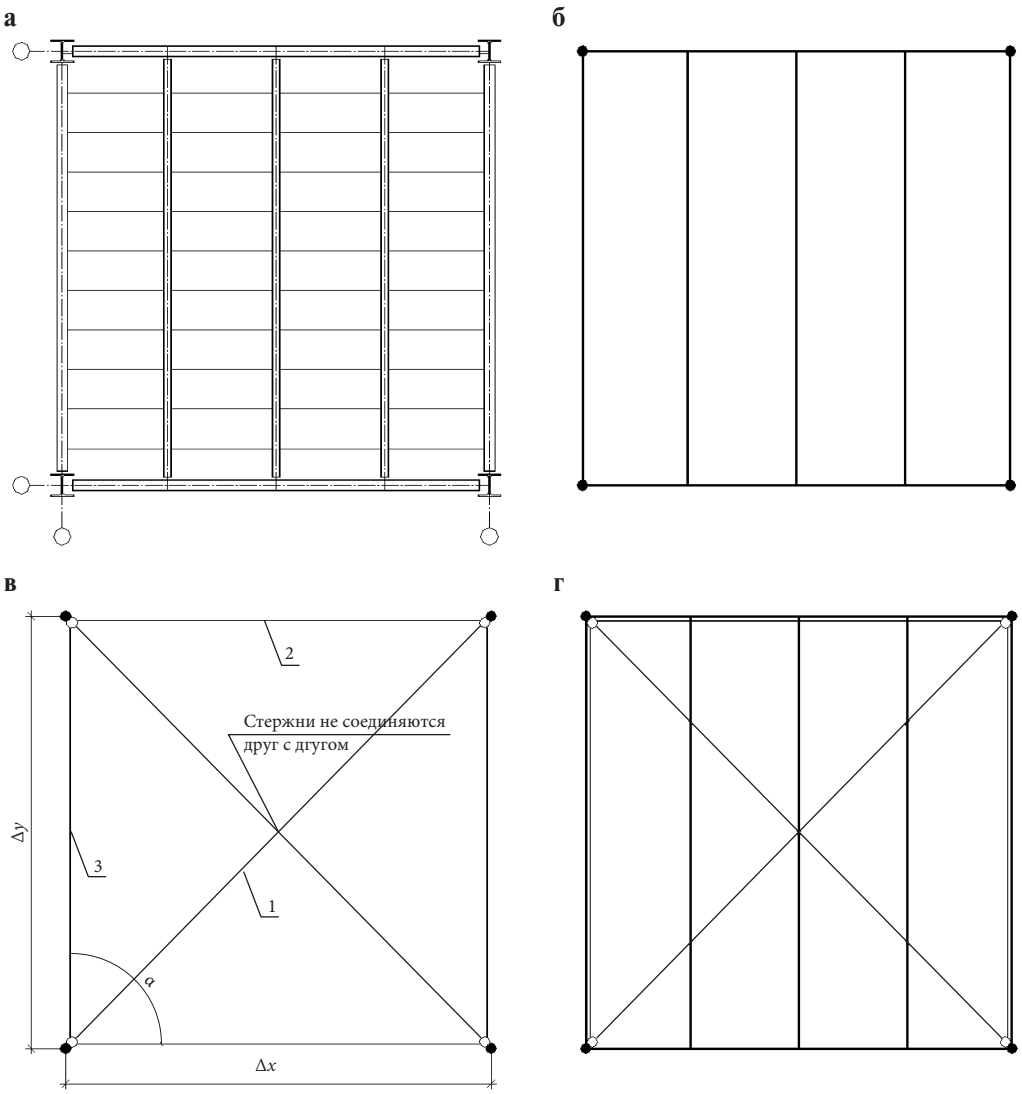


Рис. 1.6.3. Расчетная схема перекрытия с заполнением легкобетонными вкладышами и мелкоразмерными железобетонными плитами: *а*) схема расположения элементов перекрытия; *б*) стержни, моделирующие главные и второстепенные балки; *в*) шарнирно-стержневая система, моделирующая жесткость заполнения в плоскости перекрытия; *г*) полная расчетная схема перекрытия

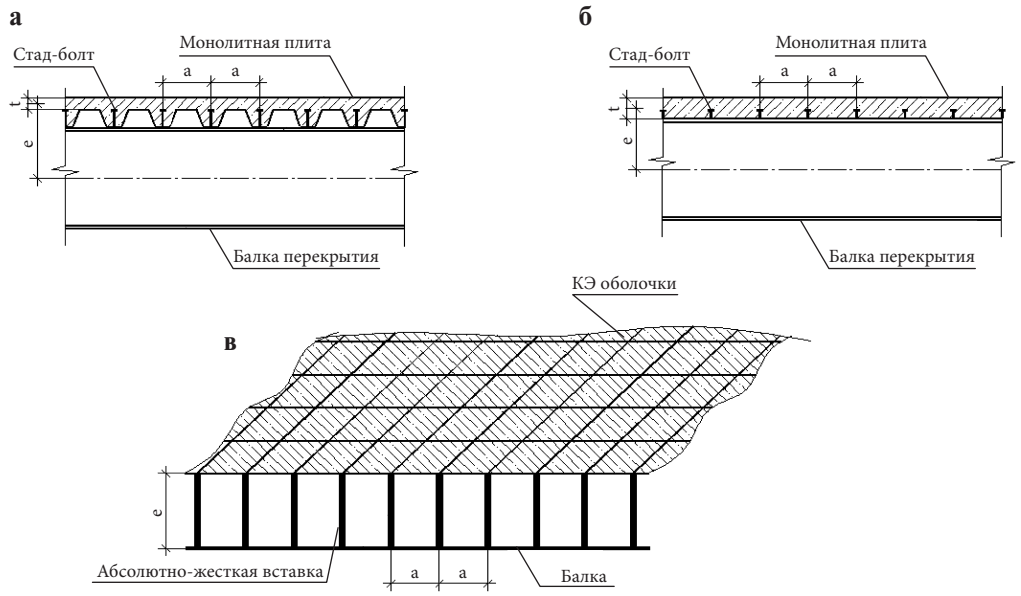


Рис. 1.6.4. Расчетная схема сталежелезобетонного перекрытия с монолитной плитой по профилированному настилу: *а*) конструкция перекрытия с монолитной плитой по профилированному настилу; *б*) конструкция перекрытия с монолитной плитой по съемной опалубке; *в*) расчетная схема

На рис. 1.6.4 показана расчетная схема сталежелезобетонного перекрытия с монолитной плитой.

При использовании сборных железобетонных плит, опертых на верхнюю или нижнюю полку балок, без формирования сталежелезобетонного перекрытия расчетная схема перекрытия может быть выполнена двумя вариантами.

Во-первых, аналогично перекрытию с мелкоразмерным заполнением. При этом вертикальная нагрузка прикладывается к балкам, на которые опираются плиты, нагрузка на балки собирается с соответствующей грузовой площади. После замоноличивания стыков формируется жесткий диск перекрытия, перераспределяющий нагрузку в плоскости перекрытия. Для учета жесткости перекрытия горизонтальной плоскости в этом случае можно использовать шарнирно-стержневую систему (рис. 1.6.3). При определении продольной жесткости плит перекрытия в качестве толщины плиты t принимается суммарная толщина верхней и нижней обшивки в районе пустоты в плите. Шарнирно-стержневая система крепится к колоннам по осям балок.

Во-вторых, для формирования расчетной схемы можно использовать конечные элементы оболочки. При этом элементы, моделирующие плиты опирают на продольную ось балки без учета фактического эксцентриситета опирания плит на балку. В стыках плит следует предусмотреть возможность независимых угловых и вертикальных перемещений для смежных плит. В узлах опирания плит на балки следует учесть независимость угловых перемещений плит и балок. На рис. 1.6.5 показан фрагмент расчетной схемы перекрытия из сборных железобетонных плит при использовании конечных элементов оболочки.

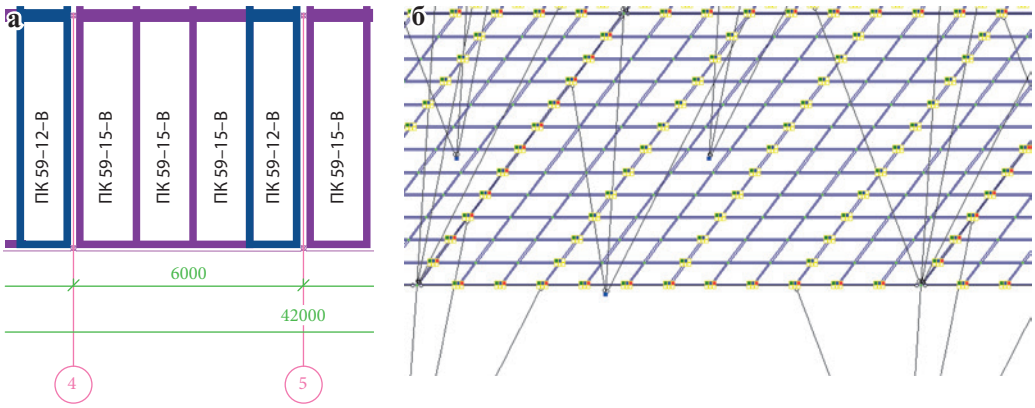


Рис. 1.6.5. Расчетная схема перекрытия со сборными железобетонными плитами при использовании конечных элементов оболочки: *а*) схема расположения сборных плит; *б*) расчетная схема

При моделировании монолитной плиты перекрытия или ствола жесткости следует уделить внимание выбору сетки разбиения плиты и ствола на конечные элементы, т. к. от ее правильного выбора зависит точность расчета. Для обоснования сетки разбиения выполняются при разных сетках расчеты конструкций, для которых имеются известные решение (теоретические или экспериментальные). После сопоставления численных решений с известными назначается окончательная сетка разбиения.

Жесткостные характеристики элементов принимаются для стержней в соответствии с сечениями стержней, а для оболочек с учетом толщины и модуля упругости бетона.

Граничные условия на расчетной схеме устанавливаются с учетом конструктивного решения узлов опирания колонн на фундаменты.

После разработки расчетной схемы к ней прикладывают нагрузки. Нагрузки группируют по типам (постоянная, полезная, ветровая, снеговая, температурная и т. д.) в виде отдельных загружений. Нагрузка задается в виде узловых или распределенных по длине и поверхности воздействий. Для ввода нагрузки используются средства входящие в состав комплекса.

После разработки расчетной схемы и ввода нагрузок выполняются отладочные расчеты для устранения возможных ошибок. Подготовленная и отлаженная расчетная схема используется для определения перемещений и усилий.

1.7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

На стадии предварительных расчетов могут использоваться приближенные методы, позволяющие вручную определить усилия в элементах каркаса. Подобранные на основании приближенного расчета сечения используются при проведении окончательного расчета перемещений и усилий. В настоящее время при рабочем проектировании для определения перемещений и усилий используются разнообразные вычислительные комплексы.

Расчет выполняется для всех загружений. Кроме статических выполняются динамические расчеты, позволяющие определить частоты собственных колебаний конструкции. После расчета выполняется анализ полученных перемещений и усилий. Стадия анализа результатов необходима для проверки разработанной расчетной схемы и достоверности полученных данных. При анализе результатов проверяются перемещения в направлении наложенных связей, они должны соответствовать конструктивным решениям опорных узлов. Перемещения узлов каркаса не должны иметь резких скачков. Наличие значительной разницы в перемещениях смежных узлов означает или наличие совпадающих узлов, необъединенных при формировании расчетной схемы, или задание нулевых жесткостных характеристик некоторых элементов. Изучается общая форма деформирования каркаса и ее качественное соответствие предполагаемым перемещениям. Рассматриваются формы колебаний конструкций и оценивается, какие части конструкции вступают в колебательный процесс, соответствуют ли формы колебаний предполагаемым конструктивным решениям. Проверяется качественное соответствие распределения усилий принятым узловым соединениям. Так при шарнирных сопряжениях изгибающие моменты относительно соответствующей оси должны быть равны нулю, а при жестких в узлах должны быть изгибающие моменты. Проверяется соответствие суммарной нагрузки по загружениям суммарным опорным реакциям.

Отлаженная и проверенная расчетная схема используется для определения усилий и перемещений. По результатам расчета строятся эпюры перемещений и усилий, формы колебаний, визуализируются перемещения. Затем формируются расчетные сочетания нагрузок, используемые при расчете конструктивных элементов.

При формировании расчетных сочетаний учитывается коэффициент надежности по ответственности здания γ_n. Коэффициент надежности по ответственности для многоэтажных зданий зависит от высоты здания. По согласованию с заказчиком для особо ответственных элементов конструкций может устанавливаться более высокие значения γ_n (раздел 2.4). Коэффициент надежности по ответственности может быть учтен не только при формировании сочетаний, но и сборе нагрузки (на него может быть умножена расчетная нагрузка). Особенности расчета зданий повышенного уровня ответственности рассмотрены в разделе 2.4.5.

Для расчета элементов каркаса составляются основные и особые сочетания усилий. Основные сочетания включают усилия от постоянных и временных нагрузок. Коэффициент сочетаний для усилий от постоянных нагрузок равен 1. Для усилий от длительных нагрузок коэффициент сочетаний равен 1, при включении в сочетание усилий от двух и более длительных нагрузок усилия от первой по значимости длительная нагрузки принимается с коэффициентом сочетаний 1, а усилия от второй и последующих нагрузок с коэффициентом сочетаний 0,95. При включении в расчетное сочетание усилий от одной кратковременной нагрузки коэффициент сочетаний равен 1. Если в сочетание входят усилия от двух и более кратковременных нагрузок, то для усилий от первой по значимости нагрузки коэффициент сочетаний равен 1, для усилий от второй

по значимости кратковременной нагрузки 0,9, для усилий от остальных кратковременных нагрузок 0,7.

Особые сочетания используются, если здание строится в сейсмических районах или выполняется расчет устойчивости к прогрессирующему разрушению (расчет живучести) поврежденной конструкции здания. При формировании особых сочетаний совместно с усилиями от постоянных и временных нагрузок учитывается сейсмическая нагрузка. При расчете живучести в расчетное сочетание усилий включаются постоянные и временные нагрузки, при этом для некоторых нагрузок учитывается их динамический характер (раздел 2.4.6).

После формировании расчетных сочетаний усилий выполняется расчет элементов каркаса, подбираются сечения, выполняется проверка подобранных сечений. С учетом подобранных сечений корректируются жесткостные характеристики стержней и расчетная схема (размеры эксцентриситетов зависят от размеров сечений элементов) и расчет перемещений и усилий повторяется. Полученные в результате этого расчета усилия используются для корректировки сечений. При необходимости расчет усилий и корректировка сечений повторяются.

Для оценки жесткости каркаса здания определяются горизонтальные перемещения верха здания от нормативной нагрузки. Горизонтальные перемещения сравниваются с предельно допустимым прогибом, равным 1/500 высоты здания. Вертикальные прогибы балок перекрытий от нормативных нагрузок сравниваются с предельно допустимыми значениями, зависящими от пролета балок и определяемые по действующим нормам. Кроме проверки прогибов для перекрытий необходимо проверить их зыбкость. Зыбкость перекрытий особенно важно проверить для перекрытий с мелкоразмерным заполнением или профнастилом, имеющим относительно небольшой собственный вес. Расчет зыбкости выполняется по действующим нормам [16].

Для многоэтажных зданий следует оценить комфортность пребывания людей на верхнем этаже, где из-за колебаний каркаса от действия пульсационной ветровой нагрузки возникают переменные ускорения. Примеры определения и анализа частот собственных колебаний каркаса рассмотрены в разделах 2.4.2 и 2.4.3.

Максимальное ускорение верхнего жилого этажа здания можно определить так:

$$a = \nu(2\pi f_1)^2,$$

где v — перемещение от пульсационной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке 0,7, f_1 — первая частота собственных колебаний. Максимальное ускорение не должно превышать 0,08 м/с^2.

1.8. КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Конструирование элементов каркаса многоэтажного здания выполняется после определения усилий от всех загружений, приложенных к расчетной схеме и формирования расчетных сочетаний усилий. Расчетные сочетания усилий используются для подбора сечений элементов и проверки их несущей способности. Расчет элементов может выполняться вручную

или с использованием специальных модулей, встроенных в некоторые вычислительные комплексы. В проектной практике практически всегда используется автоматизированный расчет элементов. Такой подход обусловлен тем, что встроенные в перечисленные комплексы модули конструирования выполняют расчеты в соответствии с действующими нормами Российской Федерации и позволяют быстро и точно конструировать большое количество элементов сложных несущих систем. Автоматизированный расчет элементов позволяет связать в единой вычислительной системе все этапы расчета и проектирования конструкции — подготовку исходных данных, разработку расчетной схемы, приложение действующих нагрузок, расчет перемещений и усилий, конструирование элементов, корректировку жесткостных характеристик элементов и геометрии расчетной схемы, повторный расчет перемещений и усилий и, при необходимости, уточнение конструктивного решения элементов. Расчет несущей способности элементов стального каркаса выполняется в соответствии с действующими нормами [20].

Стальные конструкции проектируют с учетом разделения их на отправочные элементы транспортных габаритов, позволяющих перевозить конструкции по железным и автомобильным дорогам. Каркасы многоэтажных зданий следует проектировать из рациональных профилей и эффективных сталей. Конструкции должны иметь минимальную стоимость и трудоемкость изготовления, транспортировки и монтажа. При выборе конструктивного решения каркаса учитываются производственные возможности заводов металлоконструкций, особенности монтажного оборудования и квалификацию монтажников. Размеры конструкций следует принимать с учетом допустимых отклонений.

1.8.1. Колонны каркаса многоэтажного здания

Колонны в многоэтажном здании — это основной конструктивный элемент каркаса, передающий на фундамент нагрузки, действующие на здание. В связевых каркасах в колоннах действуют продольные сжимающие усилия, в некоторых случаях в них появляются изгибающие моменты, обусловленные эксцентричным креплением балок перекрытий к колоннам. В рамных каркасах совместно с продольными сжимающими усилиями всегда действуют изгибающие моменты. В сечении колонны превалируют сжимающие напряжения, а напряжения от изгиба относительно невелики. При этом максимальные изгибающие моменты действуют по концам колонн. Несущую способность колонн определяет их устойчивость и прочность сечений по концам колонн. Гибкость колонн многоэтажных зданий невелика и чаще всего не превышает 40—60.

Для зданий со связевым каркасом, где в колоннах действуют в основном продольные усилия, рациональны колонны, имеющие сечения равноустойчивые в двух плоскостях. Для внецентренно-сжатых колонн рамных каркасов сечения колонн развивают в плоскости действия изгибающего момента. На рис. 1.8.1 показаны сечения колонн многоэтажных зданий.

Для сечений *а*) и *б*) характерно равенство радиусов инерции относительно обеих осей, что позволяет их использовать наиболее рационально при действии

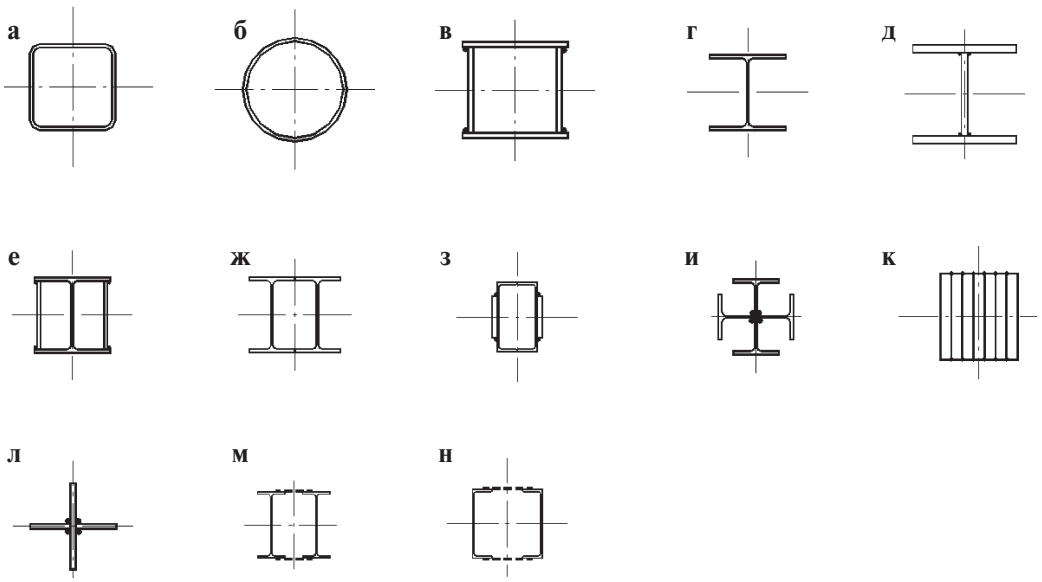


Рис. 1.8.1. Сечения колонн многоэтажных зданий: *а*), *б*) квадратные и круглые трубы; *в*) сварное коробчатое сечение; *г*), *д*) прокатные и сварные двутавры; *е*), *ж*), *з*), *и*) составные сплошные сечения из прокатных двутавров и швеллеров; *к*) сплошное сечение; *л*) крестовое сечение; *м*), *н*) сквозные составные сечения из прокатных двутавров и швеллеров

в колонне только продольных усилий. Однако ограниченность сортамента позволяет использовать такие профили только для зданий высотой в 8—10 этажей. При большей высоте здания колонны подобного сечения можно использовать при устройстве каркаса верхних этажей.

Прокатные и сварные двутавры используются и при центрально-сжатых, и при внецентренно-сжатых колоннах. Для внецентренно-сжатых колонн плоскость наибольшей жесткости профиля совпадает с плоскостью действия наибольшего изгибающего момента. Для центрально-сжатых колонн при использовании двутавровых профилей добиться равноустойчивости в двух плоскостях невозможно. Однако эти профили позволяют получить требуемую несущую способность, колонны из прокатных и сварных двутавров просты в изготовлении, имеют отработанные конструкции узлов.

Сечения типа *е*) — *л*) имеют близкие радиусы инерции в обеих плоскостях и значительную площадь сечения. Такие сечения рационально применять при значительных продольных усилиях в колонне. Сечение *к*) применяется при очень больших продольных усилиях. Сечения *е*) — *и*), *л*) также применяются при действии моментов в двух плоскостях.

Составные колонны сквозного сечения выполняются из прокатных двутавров и швеллеров, объединенных планками или решеткой. Такие колонны находят применение при значительной высоте этажа и как следствие большой расчетной длине колонны.

Проверка прочности колон многоэтажного здания по нормальным напряжениям выполняется от действия продольного усилия и изгибающих моментов.

Для многоэтажных зданий при действии основных сочетаний следует исключить развитие пластических деформаций, поэтому проверка прочности имеет следующий вид:

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c}+\frac{M_x}{W_xR_y\gamma_c}+\frac{M_y}{W_yR_y\gamma_c}\le 1,$$

где N — продольное усилие, M_x и M_y — изгибающие моменты относительно осей сечения, W_x и W_y — моменты сопротивления относительно осей сечения. При появлении в колоннах бимомента проверка прочности выполняется с учетом требований раздела 8.2.2 первой части учебника.

Кроме проверки прочности выполняется проверка устойчивости колонны, как центрально или внецентренно сжатого элемента. Для проверки устойчивости колонны необходимо определить ее расчетную длину. Расчетная длина центрально или внецентренно сжатого элемента равна:

$$l_{ef}=\mu\, l_к,$$

где μ — коэффициент расчетной длины, $l_к$ — длина колонны. Расчетную длину определяют относительно двух главных осей сечения.

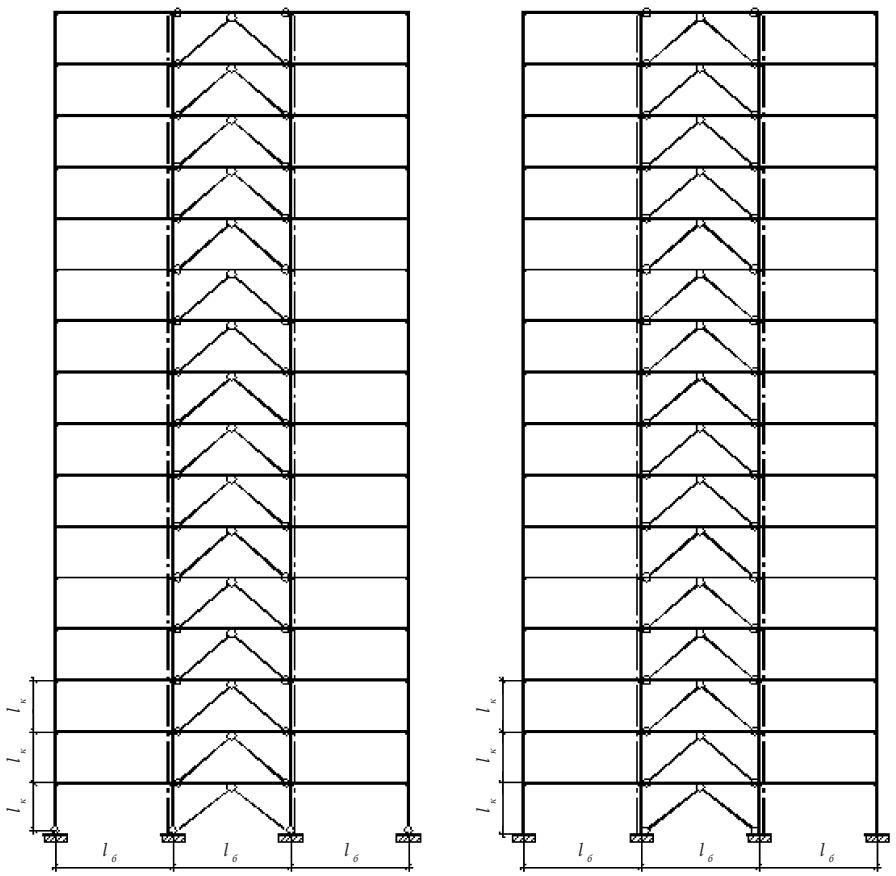


Рис. 1.8.2. Рамно-связевые каркасы: *а*) шарнирное крепление колонн к фундаменту; *б*) жесткое крепление колонн к фундаменту

В зданиях со связевым и рамно-связевым каркасом наличие вертикальных связей исключает перемещение дисков перекрытий при возможной потере устойчивости колонн, поэтому в качестве расчетной длины колонн можно принять высоту этажа. В рамно-связевом каркасе расчетную длину колонн можно уменьшить за счет учета упруго защемления концов колонны балками перекрытий. На рис. 1.8.2 показаны фрагменты рамно-связевых каркасов при шарнирном и жестком креплении колонн каркаса к фундаменту.

Наличие вертикальных связей превращает рамы в несвободные со связями в горизонтальном направлении в уровне перекрытий.

Коэффициенты расчетной длины для рамно-связевых каркасов:

- при шарнирном креплении колонн к фундаменту: $\mu = \sqrt{\dfrac{1+0{,}46n}{1+0{,}93n}}$;
- при жестком креплении колонн к фундаменту: $\mu = \sqrt{\dfrac{1+0{,}39n}{2+1{,}54n}}$.

В формулах для определения коэффициентов расчетной длины: $n = \dfrac{I_b l_k}{I_k l_b}$,

где $I_к$ и $I_б$ — моменты инерции колонны и балки соответственно, и $l_к$ и $l_б$ — длина колонны и балки соответственно.

Расчетную длину следует определять для двух плоскостей, для каждой из плоскостей учитываются соответствующие рассматриваемым плоскостям моменты инерции колонны и балок, а также пролеты балок.

В зданиях с рамным каркасом потеря устойчивости колонн сопровождается перемещением перекрытий в горизонтальном направлении. На рис. 1.8.3 показан рамный каркас при шарнирном и жестком креплении колонн к фундаменту.

Коэффициенты расчётной длины для рамных каркасов определяются следующим образом:

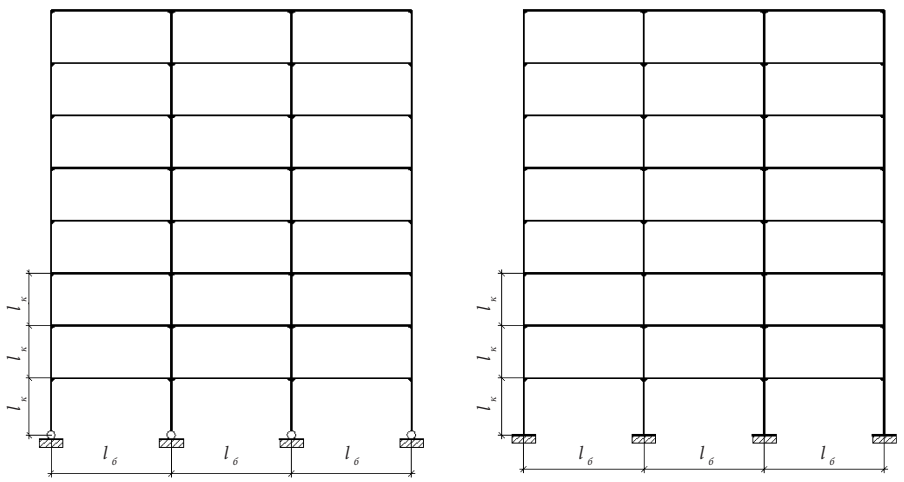


Рис. 1.8.3. Рамные каркасы: *а*) шарнирное крепление колонн к фундаменту; *б*) жесткое крепление колонн к фундаменту

- при шарнирном креплении колонн к фундаменту и n от 0.03 до 0.2:

$$\mu = 2{,}15\sqrt{\frac{n+0{,}22}{n}},$$

- при шарнирном креплении колонн к фундаменту и n свыше 0.2:

$$\mu = 2{,}0\sqrt{\frac{n+0{,}28}{n}},$$

- при жёстком креплении колонн к фундаменту и n от 0.03 до 0.2:

$$\mu = 1{,}21\sqrt{\frac{n+0{,}22}{n+0{,}08}},$$

- при жёстком креплении колонн к фундаменту и n свыше 0.2:

$$\mu = \sqrt{\frac{n+0{,}28}{n}}.$$

Проверка устойчивости центрально сжатых колонн выполняется в следующей последовательности:

1. Определяется гибкость колонны: $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$,

где i — радиус инерции сечения. Гибкость колонны определяется в двух плоскостях, максимальная гибкость используется в дальнейшем расчёте.

2. Условная гибкость колонны:

$$\overline{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где R_y — расчётное сопротивление стали, E — модуль упругости стали.

3. Коэффициент устойчивости определяется по формуле:

$$\varphi = 0{,}5\left(\delta - \frac{\sqrt{\delta^2 - 39{,}48\overline{\lambda}}}{\overline{\lambda}^2}\right),$$

где $\delta = 9{,}87(1-\alpha+\beta\overline{\lambda}) + \overline{\lambda}^2$. Коэффициенты α и β определяют по табл.7 [20].

4. Проверка устойчивости центрально сжатого стержня имеет вид:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \le 1,$$

где N – расчётное продольное усилие, A – площадь поперечного сечения.

Внецентренно сжатые (сжато-изгибаемые) колонны, у которых изгибающий момент действует в плоскости симметрии сечения, рассчитываются следующим образом:

1. Определяется эксцентриситет: $e = \frac{M}{N}$, где N — расчётная продольная сила в колонне, M — наибольший расчётный изгибающий момент в колонне в пределах рассматриваемого этажа.
2. Определяется гибкость стержня: $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$. Расчётная длина и радиус инерции принимаются относительно оси, для которой определён расчётный момент.

3. Определяется условная гибкость стержня: $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}}$.
4. Определяется относительный эксцентриситет: $m = \frac{eA}{W_c}$,

где W_c — момент сопротивления наиболее сжатого волокна в сечении.

5. Определяется коэффициент влияния формы сечения η (табл. Д.2 [20]). Коэффициент влияния формы сечения η определяется с учётом вида сечения, отношения площади полки к площади стенки, условной гибкости, относительного эксцентриситета.
6. Определяется приведённый относительный эксцентриситет: $m_{ef} = \eta m$. При $m_{ef} > 20$ проверка устойчивости внецентренно сжатого стержня выполняется следующим образом:

$$\frac{N}{A\,R_y\gamma_c} + \frac{M}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \le 1,$$

где φ_b — коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый в соответствии с приложением Ж [20].

7. Определяется коэффициент φ_e в зависимости от m_{ef} и $\bar{\lambda}$ (табл. Д.3)
8. Выполняется проверка устойчивости в плоскости действия изгибающего момента: $\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1$, где A — площадь поперечного сечения.

Если жёсткость на изгиб в плоскости изгибающего момента больше, чем жёсткость на изгиб из плоскости, то кроме потери устойчивости в плоскости изгибающего момента необходимо проверить устойчивость из плоскости изгибающего момента.

При потере устойчивости из плоскости действия изгибающего момента колонна рассматривается как центрально сжатая, но при этом учитывается влияние изгибающего момента на устойчивость стержня из плоскости момента, а также возможность изгибно-крутильной формы потери устойчивости. Проверка устойчивости из плоскости действия момента выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y c A R_y \gamma_c} \le 1,$$

где c определяется в соответствии с п.9.2.5 [20].

При действии в колонне изгибающих моментов в двух плоскостях расчёт устойчивости выполняется в зависимости от типа сечения. Для сплошных сечений, кроме коробчатых, при совпадении плоскости наибольшей жёсткости с плоскостью симметрии (рис.1.8.4), проверку устойчивости сжатых с двумя эксцентриситетами колонн выполняют следующим образом.

1. Определяются расчётные усилия: N — продольная сила, M_x — изгибающий момент относительно оси X, M_y — изгибающий момент относительно оси Y.
2. Определяется эксцентриситет относительно оси Y:

$$e_y = \frac{M_y}{N}.$$

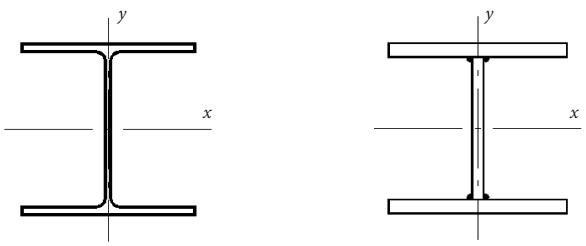


Рис.1.8.4. Оси сплошного сечения

3. Определяется гибкость стержня относительно осей X и Y:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x},\ \lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y},$$

где l_{efx} и l_{efy} — расчётные длины относительно осей X и Y соответственно, i_x и i_y — радиусы инерции сечений относительно осей X и Y соответственно.

4. Определяются условные гибкости стержня относительно осей X и Y:

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x\sqrt{\frac{R_y}{E}},\ \overline{\lambda}_y = \lambda_y\sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

5. Определяются относительные эксцентриситеты относительно осей X и Y:

$$m_x = \frac{e_x A}{W_{xc}},\ m_y = \frac{e_y A}{W_{yc}},$$

где W_{xc} и W_{yc} — моменты сопротивления наиболее сжатого волокна сечения относительно осей X и Y.

6. Определяется коэффициент влияния формы сечения η для сечения, изгибаемого относительно оси Y (табл. Д.2 [20]).
7. Определяется приведённый относительный эксцентриситет относительно оси Y: $m_{efy} = \eta m_e$.
8. Определяется коэффициент φ_{ey} в зависимости от m_{efy} и $\overline{\lambda}_y$ (табл. Д.3).
9. Определяется коэффициент $\varphi_{exy} = \varphi_{ey}(0{,}6\sqrt[3]{c} + 0{,}4\sqrt[4]{c})$, где c п .9.2.5 [20].
10. Выполняется проверка устойчивости: $\dfrac{N}{\varphi_{exy} A R_y \gamma_c} \le 1$.
11. Определяется гибкость относительно оси X:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}.$$

12. Если $m_{efy} < m_x$ то дополнительно выполняется проверка устойчивости относительно оси X, как внецентренно сжатого стержня при $e_y = 0$:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1.$$

На рис.1.8.5 показаны коробчатые сечения колонн многоэтажных зданий.

Расчёт устойчивости внецентренно сжатой колонны многоэтажного здания, имеющей коробчатое сечение при действии изгибающих моментов в двух плоскостях выполняется следующим образом:

1. Определяются коэффициент устойчивости колонны φ_{ex}, как стержня внецентренно сжатого относительно оси X. При этом момент относительно оси Y считается равным нулю.

2. Определяются коэффициент устойчивости колонны φ_{ey}, как стержня внецентренно сжатого относительно оси *Y*. При этом момент относительно оси X считается равным нулю.
3. Определяются коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций c_x и c_y по табл. Е. 1 [20].

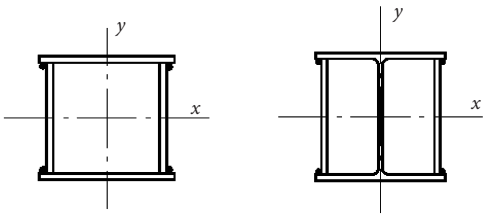


Рис.1.8.5. Оси коробчатого сечения

4. Определяются коэффициенты $\delta_x = \dfrac{1-0{,}1N\bar{\lambda}_x^2}{AR_y}$ и $\delta_y = \dfrac{1-0{,}1N\bar{\lambda}_y^2}{AR_y}$.
5. Выполняются проверки устойчивости:
$$\frac{N}{\varphi_{ey}A\,R_y\gamma_c} + \frac{M_x}{c_x\delta_x W_{x,\min}R_y\gamma_c} \le 1\,,\ \frac{N}{\varphi_{ex}A\,R_y\gamma_c} + \frac{M_x}{c_y\delta_y W_{y,\min}R_y\gamma_c} \le 1\,.$$
6. При одноосном изгибе в плоскости наибольшей жёсткости ($I_x > I_y$; $M_y = 0$) проверку устойчивости выполняют по формуле:
$$\frac{N}{\varphi_y A\,R_y\gamma_c} + \frac{M_x}{c_x\delta_x W_{x,\min}R_y\gamma_c} \le 1\,,$$

где φ_y коэффициент устойчивости, определяемый относительно оси *Y*, как центрально сжатого стержня.

Для центрально и внецентренно сжатых (сжато-изгибаемые) стержней необходима проверка местной устойчивости элементов сечения – полки и стенки. Из-за действия продольной сжимающей силы в сечении преобладают сжимающие нормальные напряжения, что ухудшает местную устойчивость.

Для центрально и внецентренно сжатых (сжато-изгибаемые) стержней необходима проверка местной устойчивости элементов сечения – полки и стенки. Из-за действия продольной сжимающей силы в сечении преобладают сжимающие нормальные напряжения, что ухудшает местную устойчивость.

В стенке центрально сжатого элемента действуют равномерно распределённые нормальные напряжения. В стенке внецентренно сжатого элемента нормальные напряжения распределены по линейному закону, при этом или вся стенка сжата, или в ней сжимающие напряжения больше растягивающих. Полка центрально или внецентренно сжатого стержня находится в близком к сжатой полке балки напряжённом состоянии. Для оценки устойчивости стенки и полки определяются гибкости стенки и полки, которые сравниваются с предельно допустимыми значениями. При определении гибкостей стенки и полки используются характерные размеры стенки и полки, установленные нормами (рис. 1.8.6).

Для проверки местной устойчивости стенки центрально или внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов в соответствии с действующими нормами определяют условную гибкость стенки: $\bar{\lambda}_w = \dfrac{h_{ef}}{t_f}\sqrt{\dfrac{R_y}{E}}$. Местная устойчи-

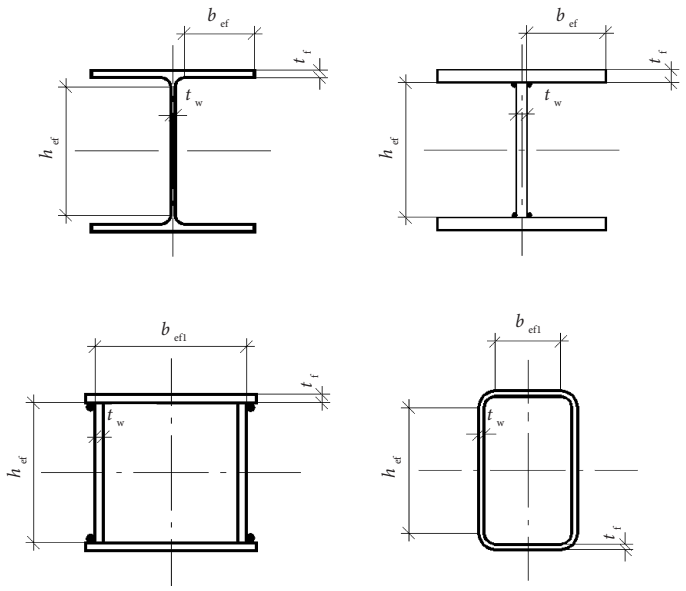


Рис.1.8.6. Характерные размеры двутавровых и коробчатых профилей

вость стенки обеспечена если выполняется условие: $\overline{\lambda}_w \le \overline{\lambda}_{uw}$, где $\overline{\lambda}_{uw}$ — предельная условная гибкость стенки. Для центрально сжатых стержней предельная условная гибкость стенки определяется по табл. 9 [20].

При определении предельной условной гибкости стенки центрально сжатой колонны если $\overline{\lambda} < 0{,}8$, то принимается $\overline{\lambda} = 0{,}8$, если $\overline{\lambda} > 4{,}0$, то принимается $\overline{\lambda} = 4{,}0$.

Стенки центрально сжатых элементов при $\overline{\lambda}_w \ge 2{,}3$ укрепляют поперечными рёбрами жёсткости, устанавливаемыми с шагом $2{,}3h_{ef} - 3\ h_{ef}$.

Предельная условная гибкость стенки внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) элементов определяется в соответствии с данными табл. 22 [20].

Если выполняется условие

$$0{,}8 \le \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1,$$

то предельную условную гибкость стенки для двутавровых и коробчатых профилей (тип сечения 1) вычисляют по формуле:

$$\overline{\lambda}_{uw} = \overline{\lambda}_{uw1} + 5(\overline{\lambda}_{uw2} - \overline{\lambda}_{uw1})(1 - \frac{N}{{}_e A R_y \gamma_c}),$$

где $\overline{\lambda}_{uw1}$ и $\overline{\lambda}_{uw2}$ определяют в соответствии с табл.1.8.3.

Также, как и стенки центрально сжатых элементов стенки внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) при $\overline{\lambda}_w \ge 2{,}3$ укрепляют поперечными рёбрами жёсткости, устанавливаемыми с шагом $2{,}5h_{ef} - 3\ h_{ef}$.

Если условная гибкость стенки $\overline{\lambda}_w$ больше предельной условной гибкости $\overline{\lambda}_{uw}$, то для двутавровых и коробчатых сечений допускается при проверке общей

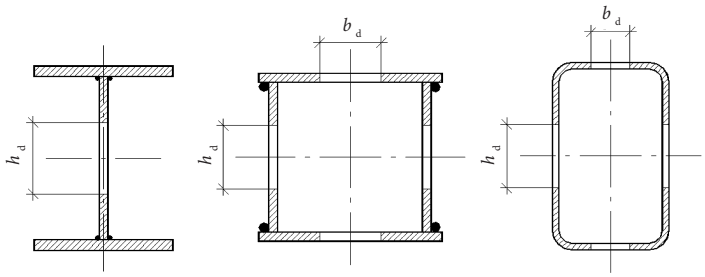


Рис.1.8.7. Уменьшенная часть сечения (заштрихована), включённая в площадь A_d для двутавровых и коробчатых профилей

устойчивости центрально и внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней использовать расчётную уменьшенную площадь сечения (рис.1.8.7).

Расчётная уменьшенная площадь сечения для двутаврового профиля равна:

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d)t_w,$$

где при центральном сжатии — $h_d = t_w(\bar{\lambda}_{uw} - (\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15\bar{\lambda}))\sqrt{\frac{E}{R_y}}$,

при внецентренном — $h_d = t_w(\bar{\lambda}_{uw} - (\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15\bar{\lambda}_x))\sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

При этом если $\bar{\lambda} > 3,5$, то $\bar{\lambda} = 3,5$.

Расчётная уменьшенная площадь сечения для коробчатого профиля равна:
при центральном сжатии — $A_d = A - 2(h_{ef} - h_d)t_w - 2(b_{ef1} - b_d)t_f$,
при внецентренном сжатии — $A_d = A - 2(h_{ef} - h_d)t_w$,

где $h_d = t_w(\bar{\lambda}_{uw} - (\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 2,9 - 0,2\bar{\lambda} + 0,7\bar{\lambda}_w))\sqrt{\frac{E}{R_y}}$,

$b_d = t_f(\bar{\lambda}_{uw} - (\frac{\bar{\lambda}_{f1}}{\bar{\lambda}_{uf1}} - 1)(\bar{\lambda}_{uf1} - 2,9 - 0,2\bar{\lambda} + 0,7\bar{\lambda}_{f1}))\sqrt{\frac{E}{R_y}}$,

$\bar{\lambda}_{f1}$ — условная гибкость полки коробчатого профиля, $\bar{\lambda}_{uf1}$ — предельная условная гибкость полки коробчатого профиля. Если $\bar{\lambda} > 2,3$, то при вычислении h_d и b_d принимается $\bar{\lambda} = 2,3$.

После определения расчётной уменьшенной площади сечения A_d повторно проверяется устойчивость центрально и внецентренно сжатого (сжато-изгибаемого) стержня. При этом в формулах проверки устойчивости используются ранее вычисленные значения коэффициентов устойчивости, а вместо полной площади используется площадь A_d. Если при этом проверки устойчивости выполняются, то выявленная потеря местной устойчивости стенки не ведёт к потере несущей способности стержня.

При потере местной устойчивости стенки и необеспечении общей устойчивости стержня при использовании расчётной уменьшенной площади сечения следует скорректировать конструкцию стенки для обеспечения

ее устойчивости. Наиболее простой способ обеспечения местной устойчивости стенки увеличение толщины стенки до необходимого значения. Существенно повышает местную устойчивость использование одиночных или парных продольных рёбер, приваренных посередине высоты стенки. Продольные рёбра включают в расчётную площадь сечения.

Для оценки устойчивости полки ее рассматривают, как пластинку равномерно сжатую и подкреплённую стенкой. При этом учитывается влияние на напряжения и деформации полки гибкости стержня и формы его поперечного сечения.

При проведении проверки местной устойчивости полки центрально и внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней вычисляется условная гибкость свеса полки двутавра:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

которая сравнивается с предельно с предельно допустимым значением. Предельная условная гибкость полки для двутавра определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda},$$

где $\bar{\lambda}$ — условная гибкость колонны.

Для коробчатого сечения условная гибкость полки равна:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef1}}{t_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Предельная условная гибкость полки для коробчатого профиля равна:

- при $\bar{\lambda} \le 1$, $\bar{\lambda}_{uf} = 1,2$;
- при $\bar{\lambda} > 1$, $\lambda_{uf} = 1,0 + 0,2\bar{\lambda} \le 1,6$.

При проверке местной устойчивости полки центрально сжатой колонны если $\bar{\lambda} < 0,8$, то при расчёте $\bar{\lambda}_{uf}$ используется $\bar{\lambda} = 0,8$, если $\bar{\lambda} > 4,0$, то при расчёте $\bar{\lambda}_{uf}$ используется $\bar{\lambda} = 4,0$.

При проверке местной устойчивости полки центрально сжатой колонны если $\bar{\lambda} < 0,8$, то при расчёте $\bar{\lambda}_{uf}$ используется $\bar{\lambda} = 0,8$, если $\bar{\lambda} > 4,0$, то при расчёте $\bar{\lambda}_{uf}$ используется $\bar{\lambda} = 4,0$.

Установленные расчётом сечения колонн унифицируются. В пределах одного этажа обычно принимается одно сечение колонн. По высоте здания сечение колонн может изменяться. После подбора сечений колонн разрабатываются узлы крепления колонн к фундаменту, узлы примыкания балок к колоннам.

1.8.2. Балки каркаса многоэтажного здания

Балки каркаса многоэтажного здания это основные несущие конструкции перекрытий. Балки перекрытий имеют чаще всего двутавровое сечение. Сечение балок перекрытий определяется прежде всего изгибающими моментами, возникающими при загружении перекрытия. Т. к. изгибающие моменты действуют в основном в вертикальной плоскости, то двутавровое сечение ориентируется так, чтобы стенка располагалась в вертикальной плоскости. В связевых каркасах с шарнирным креплением балок к колоннам изгибающие моменты

вызывают растяжение в нижних волокнах балок. В рамных каркасах с жёстким креплением балок к колоннам знак момента по длине балок меняется. На опорах балок растягиваются верхние волокна в середине пролёта нижние волокна.

Кроме изгибающих моментов в балках перекрытий действуют продольные и поперечные силы. Продольные силы в балках чаще всего невелики и могут быть, как сжимающими, так и растягивающими. При действии растягивающих усилий конструкция узла крепления балок к колоннам должна учитывать наличие усилий, отрывающих опорное сечение балки от колонны. Исключение составляют балки сталежелезобетонных перекрытий, в которых действуют значительные продольные усилия. В таких перекрытиях в пролёте балки растягиваются. Если по осям колонн в железобетонной плите нет деформационных швов, то из-за работы на растяжение арматуры в плите на опорах балок, в балках на опорах действуют значительные сжимающие продольные усилия, которые ведут к усложнению узлов крепления балок к колоннам.

На рис. 1.8.8 показаны сечения балок многоэтажных зданий.

Балки многоэтажных зданий чаще всего выполняются из прокатных двутавров (рис. 1.8.8 *а*)). Широкое использование прокатных двутавров обусловлено доступностью этих профилей и широким диапазоном размеров и несущей способности. С применение прокатных двутавров перекрываются пролёты до 12 м и более. При необходимости опирания ограждающих конструкций перекрытия в одном уровне с верхней полкой двутавра к стенке двутавра привариваются опорные столики (рис. 1.8.8 *б*)). Опорные столики привариваются на всём протяжении балки и включаются в расчётное сечение балки. Для опирания ограждающих конструкций покрытия на уровне нижней полки к нижней полке прокатного двутавра приваривается лист, имеющий ширину большую ширины полки (рис. 1.8.8 *в*)). Другой вариант формирования несимметричных

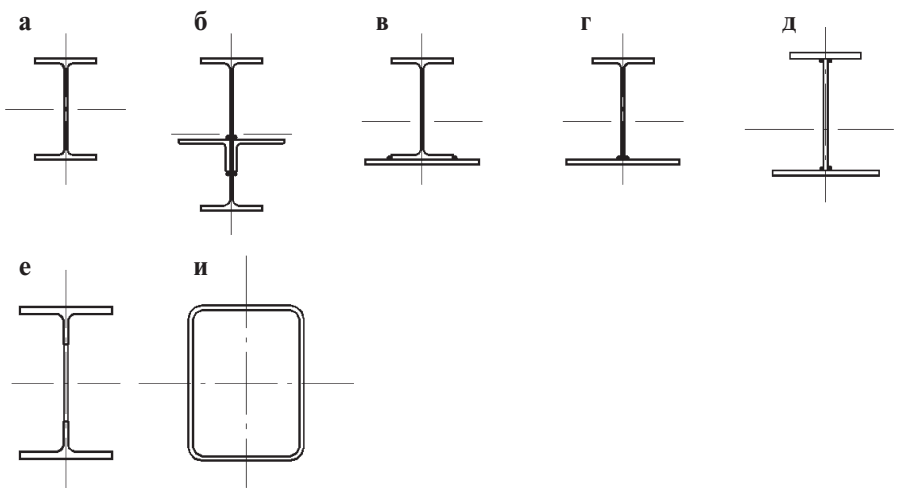


Рис. 1.8.8. Сечения балок многоэтажных зданий: *а*) прокатные двутавры; *б*) прокатные двутавры с опорным столиком; *в*), *г*), *д*) несимметричные двутавры; *е*) перфорированные двутавры; ж) квадратные и прямоугольные трубы

двутавров это использование прокатных тавров, к которым приваривается нижняя полка большей ширины (рис. 1.8.8 *г*)). Несимметричный двутавр может быть полностью сварным (рис. 1.8.8 *д*)). В сварном несимметричном двутавре за счёт подбора размеров полок можно добиться их равной площади. Перфорированные двутавры (рис. 1.8.8 *е*)) позволяют перекрывать пролёты более 20 м. Наличие отверстий в стенке перфорированного двутавра позволяет пропускать технические коммуникации. Балки из квадратных и прямоугольных труб (рис. 1.8.8*ж*)) находят применение в тех местах каркаса, где возможно появление в балках изгибающих моментов в двух плоскостях

Проверка прочности балок выполняется по нормальным, касательным и приведённым напряжениям. При совместном действии изгибающих моментов и продольных сил проверка прочности по нормальным напряжениям имеет следующий вид:

- в упругой стадии работы материала:

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c}+\frac{M_x}{W_xR_y\gamma_c}\le 1,$$

при этом с учётом знака продольной силы суммироваться будут нормальные напряжения в растянутых или сжатых волокнах балки, если сечение балки несимметричное, то при проверке следует рассматривать отдельно напряжения в нижнем или верхнем волокнах с учётом соответствующих моментов сопротивления;

- в пластической стадии работы материала:

$$\left(\frac{N}{AR_y\gamma_c}\right)^n+\frac{M_x}{c_xW_xR_y\gamma_c}\le 1,$$

где n и c_x коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций в стали.

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\frac{Q_{\max}S_x^{1/2\,сеч}}{I_xt_wR_s\gamma_c}\le 1.$$

В сечениях, где действуют значительные изгибающие моменты, продольные силы и поперечные силы следует проверить прочность стенки при совместном действии нормальных и касательных напряжений:

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma_w^2+3\tau^2}\le 1,$$

где $\sigma_w=\dfrac{0,5Mh_w}{I_x}$, $\tau=\dfrac{Q}{h_wt_w}$, M— изгибающий момент в проверяемом сечении, Q — поперечная сила в проверяемом сечении.

В местах приложения сосредоточенной силы к главной балке необходимо проверить прочность стенки балки от действия местных напряжений:

$$\sigma_{loc}=\frac{Q_{loc}}{t_wl_{ef}},\ \frac{\sigma_{loc}}{R_y\gamma_c}\le 1,$$

где l_{ef} — длина распределения местных напряжений.

1.9. УЗЛЫ КАРКАСОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Колонны многоэтажных зданий доставляются на строительную площадку в виде готовых отправочных элементов. Отправочные элементы имеют длину не более 18 м, что позволяет свободно перевозить их по дорогам общего пользования. На месте строительства колонны прикрепляют к фундаменту. По мере возведения здания осуществляют укрупнительную сборку колонн.

Узлы крепления колонн к фундаменту могут быть шарнирными и жёсткими. При небольших продольных усилиях в колонне шарнирный узел крепления колонны к фундаменту может быть выполнен в виде базы с фрезерованным торцом (рис. 1.9.1).

В базе с фрезерованным торцом торец колонны и поверхность плиты фрезеруются или строгаются, что обеспечивает надёжную передачу продольного усилия с колонны на фундаментную плиту. Толщина фундаментной плиты в таких узлах от 20 до 40 мм. Анкерные болты в шарнирном узле используются для выверки положения колонны и фиксации её относительно фундамента. Анкерные болты в этом узле нерасчётные и ставятся конструктивно. Под фундаментной плитой устраивается подливка из бетона классом В40 и выше на мелкозернистом заполнителе или безусадочной смесью классом В60. Высокий класс подливки обеспечивает быстрый набор прочности до требуемых значений, что убыстряет монтаж каркаса. Толщина подливки принимается от 60 до 150 мм. В фундаментных плитах колонн выполняют отверстия для контроля заполнения бетонной смесью зазора между плитой и фундаментом.

При значительных продольных усилиях шарнирные узлы крепления колонны к фундаменту выполняют с использованием более толстых фундаментных плит. Толщина фундаментной плиты в этом случае может превышать 100 мм (рис. 1.9.2).

Узлы, показанные на рис. 1.9.1 и 1.9.2, позволяют осуществлять безвыверочный монтаж. Фундаментная плита устанавливается в проектное положение в плане, выводится на проектную отметку установочными болтами,

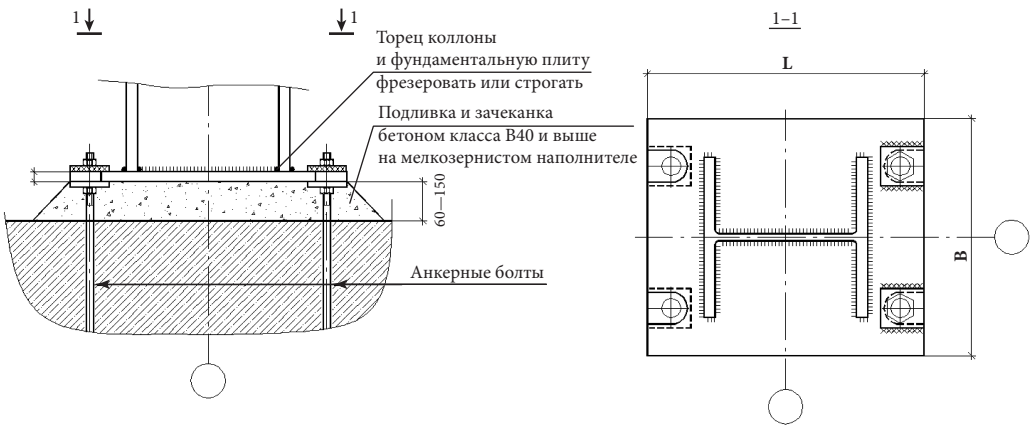


Рис. 1.9.1. Шарнирный узел крепления колонны многоэтажного здания в виде базы с фрезерованным торцом

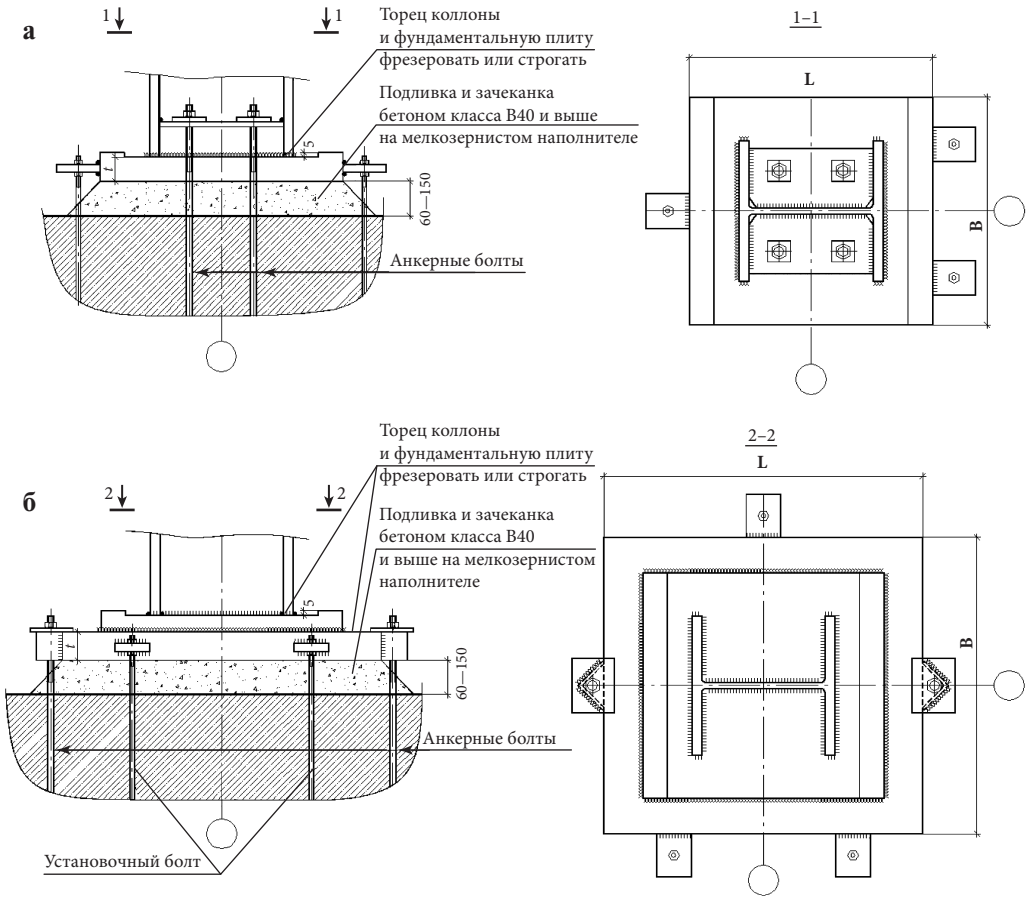


Рис. 1.9.2. Шарнирные узлы крепления колонны многоэтажного здания при больших продольных усилиях: *а*) база с фрезерованным торцом и одной фундаментной плитой; *б*) база с фрезерованным торцом и двумя фундаментными плитами

выполняется подливка под фундаментной плитой. На фундаментной плите и колонне нанесены риски, которые при монтаже совмещаются, после чего колонна закрепляется в проектном положении с помощью монтажной сварки и анкерных болтов.

В жёстких узлах крепления колонн к фундаменту кроме продольной силы действует изгибающий момент. Для восприятия изгибающего момента в базе колонны используются расчётные анкерные болты. Наиболее просто решается жёсткий узел в виде фланцевого соединения (рис. 1.9.3).

В этом узле толщина фундаментной плиты значительно больше, чем в шарнирном узле и может превышать 100 мм. Наличие поперечной силы, действующей в жёстких узлах, требует использования упоров из швеллеров, к которым приваривается фундаментная плита на монтаже.

Другие варианты жёстких узлов крепления колонн к фундаменту показаны на рис. 1.9.4. Для восприятия поперечной силы в узлах, показанных на рис. 1.9.4, могут использоваться упоры (рис. 1.9.3).

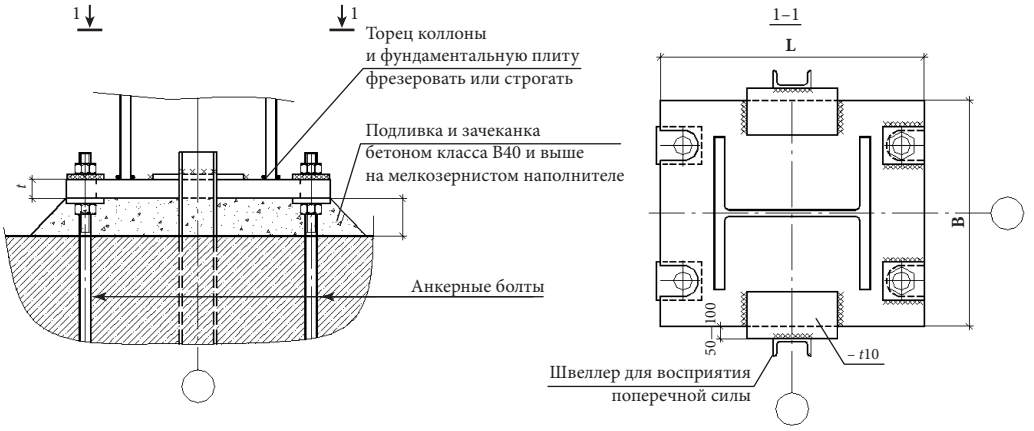


Рис. 1.9.3. Жесткий фланцевый узел крепления колонны многоэтажного здания в виде базы с фрезерованным торцом

Следует отметить, что при проектировании конструкция базы колонны может отличаться от показанных на рис. 1.9.1—1.9.4, однако принятое конструктивное решение должно обеспечить передачу на фундамент, действующих усилий, прочность фундаментной плиты и анкерных болтов.

Расчёт базы колонны с фрезерованным торцом начинают с определения размеров фундаментной плиты. Перед расчётом задаются классом прочности фундамента. Для фундаментов многоэтажных зданий класс прочности бетона принимается В25 и более. Размеры фундаментной плиты определяются прочностью бетона на смятие $R_{b,\,loc}$ [21] и коэффициентом ψ, равным 1,0 при шарнирном узле крепления колонны к фундаменту (равномерное распределение местной нагрузки по площади смятия) и 0,75 при жёстком креплении колонны к фундаменту (неравномерное распределение местной нагрузки по площади смятия). При шарнирном узле крепления колонны к фундаменту требуемая площадь фундаментной плиты равна:

$$A_{mp} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}},$$

где N — расчётное продольное усилие в узле крепления колонны к фундаменту.

При шарнирном креплении колонны к фундаменту плиту часто выполняют квадратной, а размеры плиты можно определить по формуле:

$$L = B = \sqrt{\frac{N}{\psi R_{b,loc}}}.$$

После определения требуемой площади плиты задаются размерами плиты L и B так, чтобы выполнялось условие: $LB \geqslant A_{mp}$.

При жестком узле крепления колонны к фундаменту задаются одним из размеров плиты, а затем вычисляют второй размер плиты. Если задаться шириной плиты B, то требуемая длина фундаментной плиты равна:

$$L_{mp} = \frac{N}{2B\psi R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\left(\frac{N}{2B\psi R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{B\psi R_{b,loc}}\right)}.$$

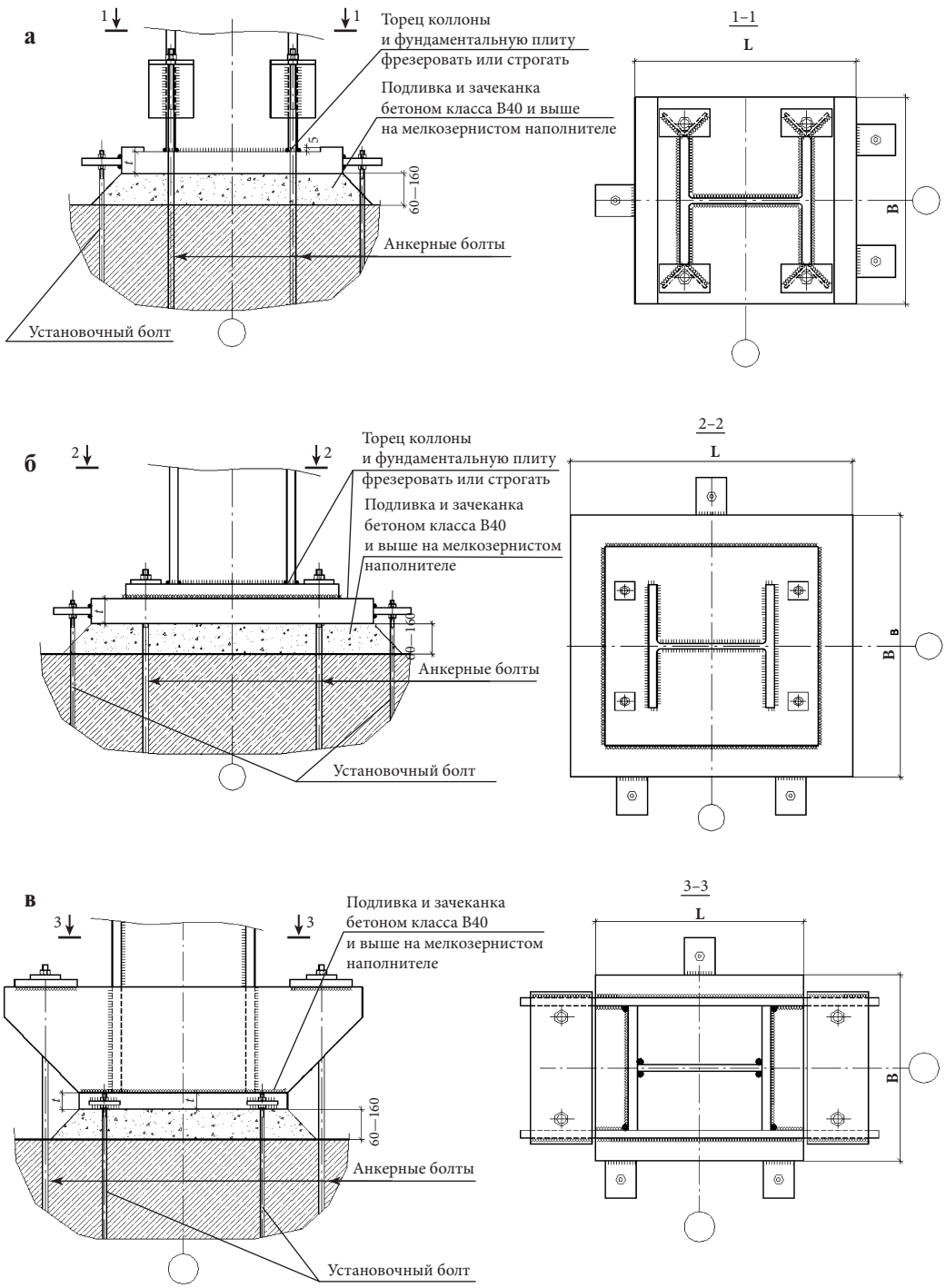


Рис. 1.9.4. Жёсткие узлы крепления колонны многоэтажного здания: *а*) база с фрезерованным торцом, одной фундаментной плитой и креплением анкерных болтов к полкам колонны; *б*) база с фрезерованным торцом, двумя фундаментными плитами и креплением анкерных болтов к фундаментным плитам; *в*) базы с траверсами

где N— расчётное продольное усилие в узле крепления колонны к фундаменту, M— расчётный изгибающий момент в узле крепления колонны к фундаменту.

После определения размеров фундаментной плиты определяются напряжения в бетоне фундамента:

• при шарнирном примыкании колонны к фундаменту:

$$\sigma = \frac{N}{LB} \le \psi R_{b,loc};$$

• при жёстком примыкании колонны к фундаменту:

$$\sigma = \frac{N}{LB} + \frac{6M}{L^2 B} \le \psi R_{b,loc}.$$

Для определения толщины плиты в базе с фрезерованным торцом определим изгибающий момент в плите по краю колонны от консольного участка в виде трапеции (рис. 1.9.5).

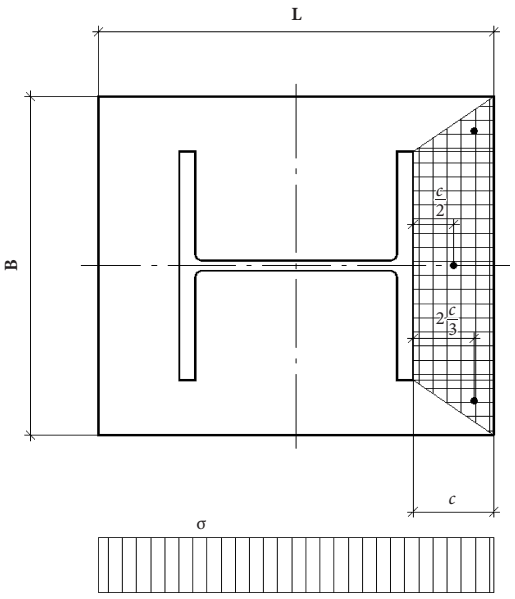


Рис. 1.9.5. Определение изгибающего момента в фундаментной плите базы с фрезерованным торцом

Изгибающий момент по грани полки колонны шириной b равен:

$$M = \sigma\left(\frac{bc^2}{2} + \frac{(B-b)c^2}{6}\right).$$

При определении изгибающего момента для жёсткого крепления колонны к фундаменту в запас несущей способности принято, что под всей плитой действуют напряжения σ.

Требуемая толщина фундаментной плиты:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{bR_y\gamma_c}}.$$

Для учёта пространственной работы плиты в базе с фрезерованным торцом можно использовать следующую методику. Фундаментную плиту и колонну представляют в виде кругов (рис. 1.9.6), радиусы которых равны:

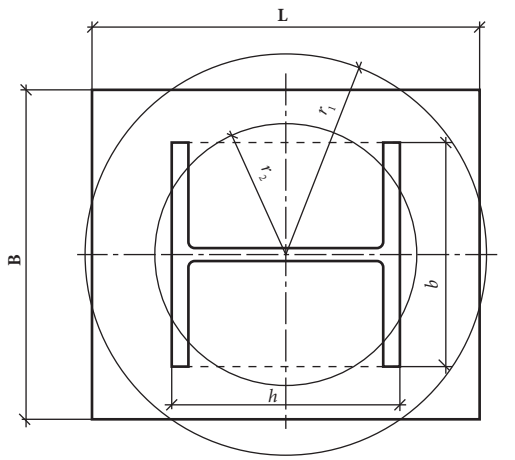


Рис. 1.9.6. Условные круги эквивалентные плите и колонне

• для фундаментной плиты $r_1 = \sqrt{\frac{LB}{\pi}}$;

- для колонны $r_2 = \sqrt{\frac{hb}{\pi}}$.

Далее определяются изгибающие моменты на единицу ширины сечения:

- в радиальном направлении $M_r = k_r N$;
- в тангенциальном направлении $M_\tau = k_\tau N$.

При расчёте шарнирных узлов крепления колонн к фундаментам в формулах определения радиального и тангенциального моментов используются расчётная продольная сила, в жёстких узлах в запас несущей способности используется условная сила, равная:

$$N = \sigma LB,$$

где σ — максимальные напряжения в бетоне.

Коэффициенты k_r и k_τ определяется интерполяцией в зависимости от отношения $\beta = \frac{r_2}{r_1}$.

β	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_τ	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

Нормальные напряжения в радиальном и тангенциальном направлениях в фундаментной плите:

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{t^2}; \sigma_\tau = \frac{6M_\tau}{t^2}.$$

Касательные напряжения в фундаментной плите:

$$\tau = \frac{N}{2\pi r_2 t}.$$

После определения всех компонентов напряжённого состояния проверяется прочность фундаментной плиты:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c}\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r \sigma_\tau + 3\tau^2} \le 1.$$

Швы, крепящие колонну к фундаментной плите, рассчитываются на действие расчётной поперечной силы, но не менее усилия, равного 15% от расчётного продольного усилия.

Упоры в узлах крепления колонн рассчитывают на действие расчётной поперечной силы.

Анкерные болты в шарнирных узлах крепления не рассчитываются и ставятся конструктивно. В жёстких узлах крепления колонн к фундаменту анкерные болты при определённых комбинациях усилий могут растягиваться. При определении расчётных сочетаний усилий при определении усилий от постоянной нагрузки может использоваться коэффициент надёжности по нагрузке 0.9, если учёт пониженной постоянной нагрузки ведёт к увеличению растягивающих усилий в анкерных болтах. В базе с фрезерованным торцом для расчёта анкерных болтов используется следующая схема распределения усилий (рис. 1.9.7).

Напряжения σ_{min} и σ_{max} под фундаментной плитой определяются следующим образом:

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W};\ \sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W},$$

где $A = LB$ — площадь фундаментной плиты,

$W = \frac{BL^2}{6}$ — момент сопротивления фундаментной плиты.

Считается, что сжатие воспринимается бетоном фундамента, а растяжение воспринимается анкерными болтами. Для определения усилия растяжения в болтах рассматривается равновесие моментов относительно центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений. С учётом этого растягивающее усилие в болтах равно:

$$F = \frac{M - Na}{y}.$$

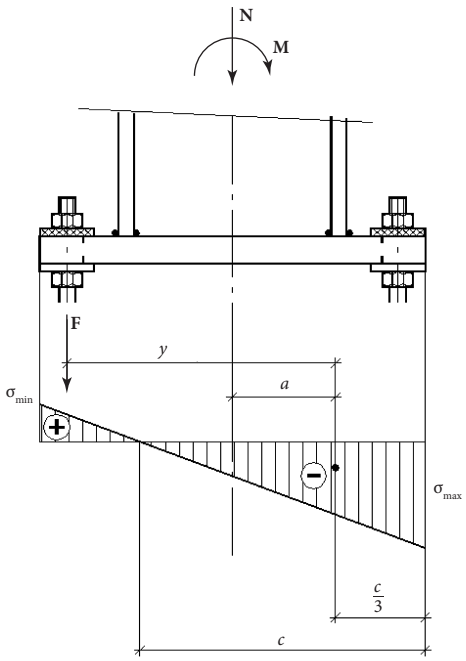


Рис. 1.9.7. Схема распределения усилий при определении усилий в анкерных болтах

Требуемая площадь сечения анкерных болтов нетто:

$$A = \frac{F}{R_{ba}\gamma_c},$$

где R_{ba} — расчётное сопротивление анкерных болтов.

С учётом требуемой площади сечения нетто и числа растягиваемых болтов назначается диаметр анкерных болтов, которые ставятся симметрично и с растянутой и со сжатой стороны базы колонны.

Монтажные стыки колонн устраивают на уровне 800—1000 мм от верха перекрытия. Для уменьшения числа монтажных стыков отправочные элементы колонны выполняют максимально возможной длины. Монтажные стыки колонн могут выполняться на сварке и с использованием болтовых соединений.

Монтажные стыки могут выполняться на сварке с использованием угловых или стыковых швов. На рис. 1.9.8 показаны монтажные стыки колонн на сварке.

В монтажных стыках и на сварке, и с применением болтовых соединений торцы колонны и торцевые фланцы фрезеруются или строгаются при изготовлении отправочного элемента. Наличие строганных или фрезерованных поверхностей обеспечивает передачу усилий с одной части колонны на другую за счёт работы контактирующих поверхностей на смятие. При действии в узле только сжимающих напряжений узлы с пристроганными поверхностями не требуют расчёта, сварные и болтовые соединения устраиваются в этом случае конструктивно.

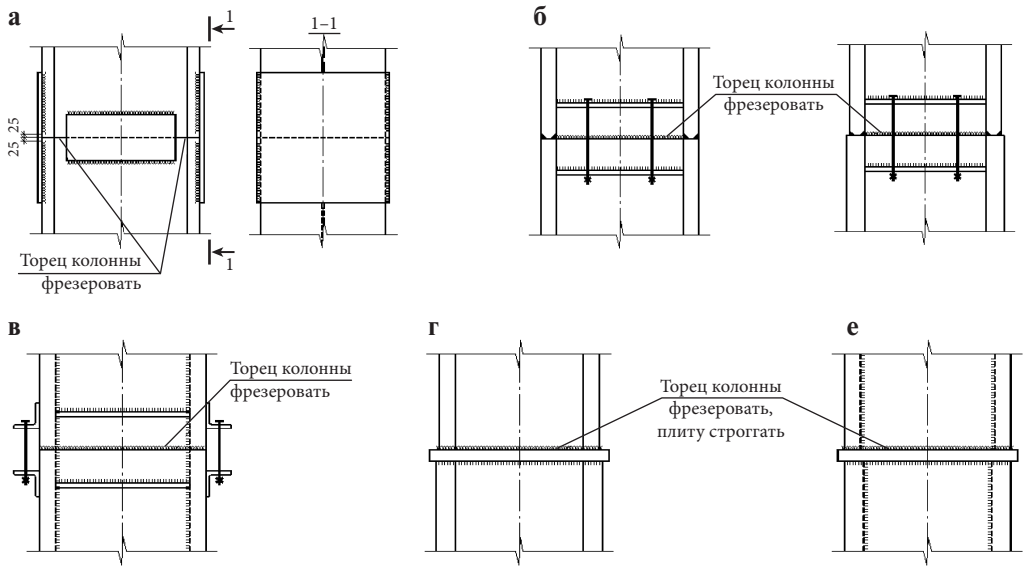


Рис. 1.9.8. Монтажные стыки колонн на сварке: *а*) с накладками для двутавровых колонн; *б*) со стыковыми швами для двутавровых колонн постоянного сечения; *в*) со стыковыми швами для двутавровых колонн переменного сечения; *г*) со стыковыми швами для колонн коробчатого сечения; *д*) с торцевым фланцем и угловыми швами для колонн двутаврового сечения; *е*) с торцевым фланцем и угловыми швами для колонн коробчатого сечения

Сжатие в стыки имеет место, если

$$e = \frac{M}{N} \le \rho = \frac{W}{A}.$$

Если в узле появляются растягивающие напряжения, то сварные швы и болтовые соединения необходимо рассчитывать.

Точный расчёт монтажных стыков следует выполнять с использованием вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Приближённый расчёт узлов позволяет установить предварительные параметры элементов соединения в узлах.

На рис. 1.9.10 показано распределение напряжений в узле с накладками на полках.

При расчёте узлов с накладками, в запас несущей способности, накладки на стенке колонн можно не учитывать. Усилие, передаваемое на накладку на полке, можно определить следующим образом:

$$N_н = \frac{M}{h - t_f} - \frac{NA_f}{A},$$

где h — высота сечения верхнего отправочного элемента колонны, t_f — толщина полки это элемента, A и A_f — площадь сечения и полки соответственно. Поперечная сила воспринимается накладками на стенке колонны. В качестве поперечной силы рассматривается или значение поперечной силы из полученное расчётом каркаса, или фиктивная поперечная сила [20].

После определения усилий, воспринимаемых накладкой, проверяется прочность накладки, сварных швов и болтов по известным методикам действующих норм.

При использовании узлов с торцевыми фланцами для приближённого расчёта можно использовать следующее распределение усилий между элементами соединения. Продольное усилие вызывает сжатие и распределяется между всеми болтами равномерно. Изгибающий момент вызывает в части болтов

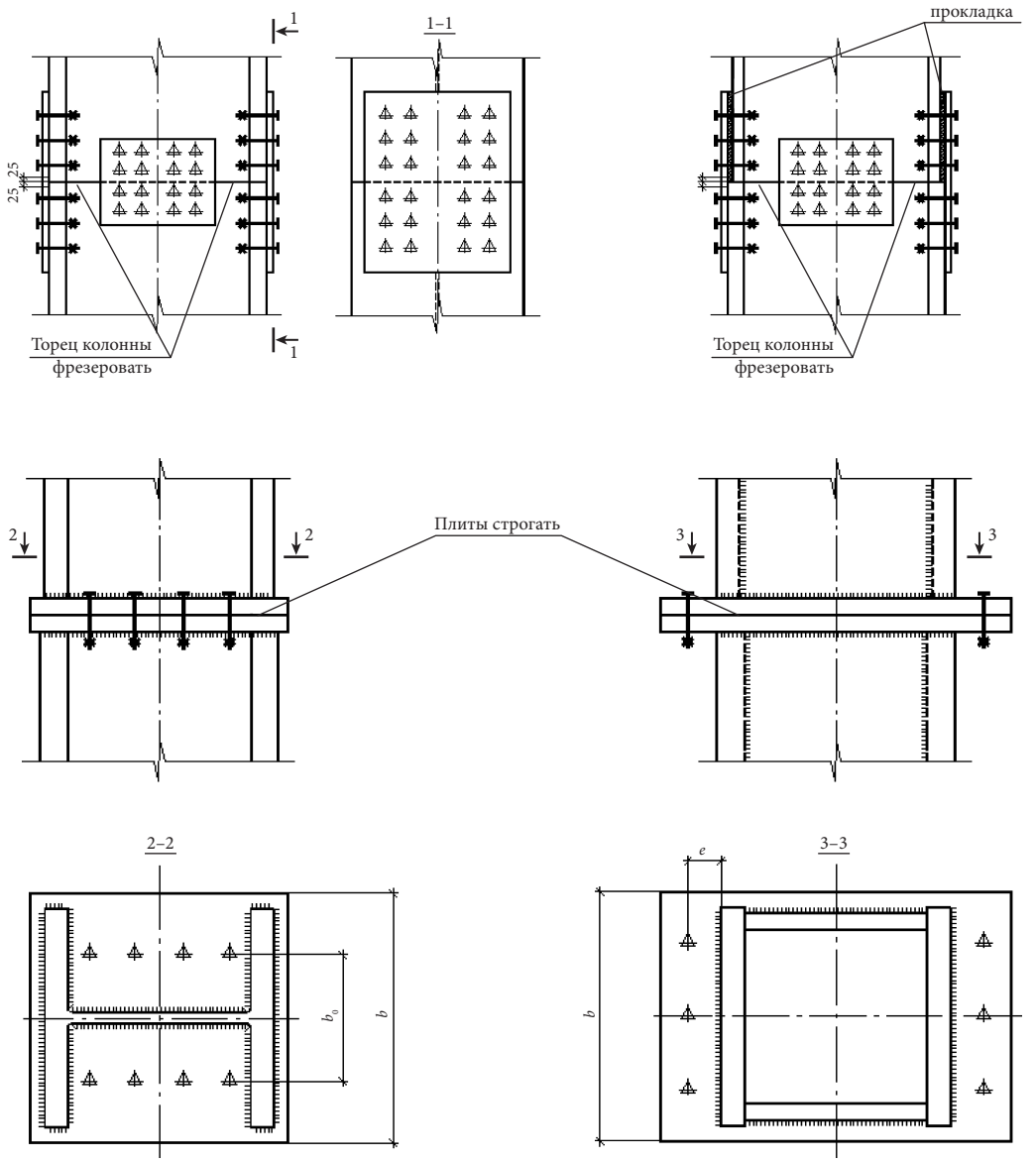


Рис. 1.9.9. Монтажные стыки колонн на болтах: *а*) с накладками для двутавровых колонн постоянного сечения; *б*) с накладками для двутавровых колонн переменного сечения; *в*) с торцевыми фланцами для двутавровых колонн; *г*) с торцевыми фланцами для колонн коробчатого сечения

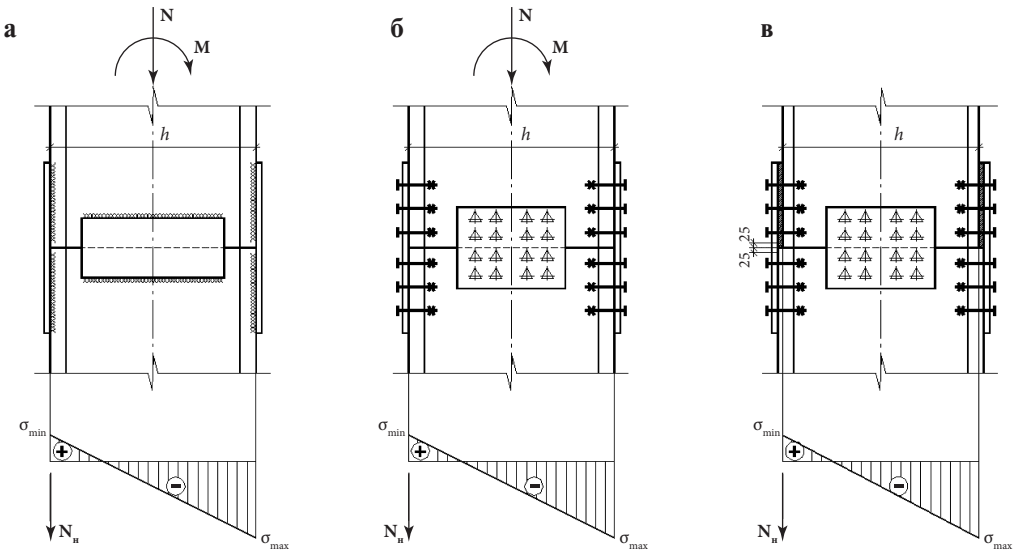


Рис. 1.9.10. Монтажные стыки колонн с накладками на полках: *а*) сварной стык; *б*) болтовой стык при постоянном сечении колонны; *в*) болтовой стык при переменном сечении колонны.

растяжение, для определения максимального растяжения в болтах можно использовать схему, показанную на рис. 1.9.11.

Максимальное усилие в болтах при наличии торцевых накладок составит:

$$N_{\max} = \frac{Ma_{\max}}{m\sum a_i^2} - \frac{N}{n},$$

где M и N — изгибающий момент и продольная сила соответственно, m — число болтов в ряду, a_i — расстояние от сжатой полки до рядов болтов, n — число болтов в соединении. Усилия в промежуточных болтах определяется так:

$$N_i = \frac{Ma_i}{m\sum a_i^2} - \frac{N}{n}.$$

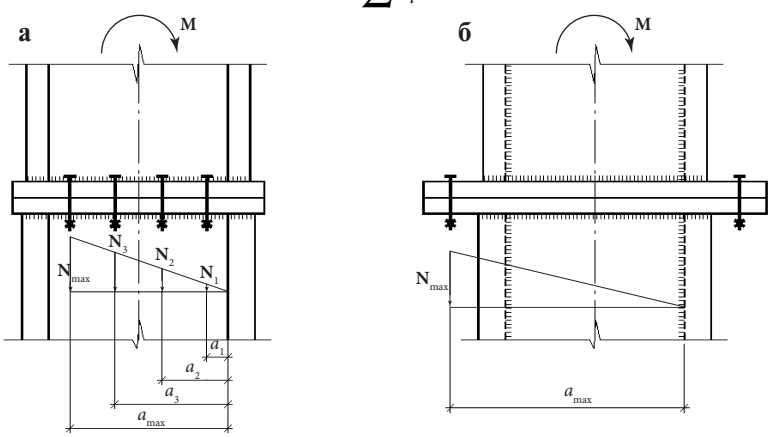


Рис. 1.9.11. Схема распределения усилий между болтами от действия изгибающего момента: *а*) двутавровое сечение колонны; *б*) коробчатое сечение колонны

Полученное усилие растяжения в болте используется для определения площади сечения бота нетто A_{bn}:

$$A_{bn} = \frac{N_{\max}}{R_{bh}\gamma_c},$$

где R_{bh} — расчётное сопротивление растяжению высокопрочного болта. По полученной площади подбирается подходящий высокопрочный болт.

Толщина торцевого фланца при двутавровом сечении принимается больше, чем следующие значения:

$$t = 1{,}1\sqrt{\frac{b_o N_{\max}}{2(b+b_o)R_y\gamma_c}},\ t = 1{,}1\sqrt{\frac{b_o\sum N_i}{2(b+b_o)R_y\gamma_c}}.$$

Толщина торцевого фланца при коробчатом сечении определяется так:

$$t = \sqrt{\frac{6N_{\max}e}{bR_y\gamma_c}}.$$

Расчётная поперечная сила (или фиктивная поперечная сила, если больше расчётной) воспринимается болтами. Для обеспечения прочности должно выполняться условие:

$$\frac{Q_{\max}}{n} \le Q_{bh}\gamma_c,$$

где Q_{bh} — расчётное усилие, воспринимаемое одним высокопрочным болтом. При расчёте на сдвиг следует учесть усилие растяжения N_t, действующее в болтах при соответствующей поперечной силе:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh}A_{bn}\mu\gamma_b\left(1-\dfrac{N_t}{A_{bn}R_{bh}}\right)}{\gamma_h},$$

где μ — коэффициент трения, γ_b — коэффициент условия работы высокопрочного болта, γ_h — коэффициент надёжности.

Выбор конструкции монтажных стыков обусловлен особенностями возводимого здания, технологическими возможностями производителей стальных конструкций и монтажных организаций.

Балки могут соединяться с колоннами шарнирно или жёстко. В некоторых случаях находят применение полужёсткие соединения балок с колоннами.

Шарнирные узлы балок с колоннами применяются в связевых каркасах (рис. 1.9.12).

Ребро жесткости в опорном столике имеет толщину не меньше, чем толщина стенки балки. В узлах по рисунку 1.9.12 *а* болтовое соединение воспринимает поперечную силу Q, продольную силу N и изгибающий момент M. Изгибающий момент равен:

$$M = Qe,$$

где e — эксцентриситет приложения поперечной силы, равный расстоянию между сварными швами опорного ребра и болтами. При расчете болтового

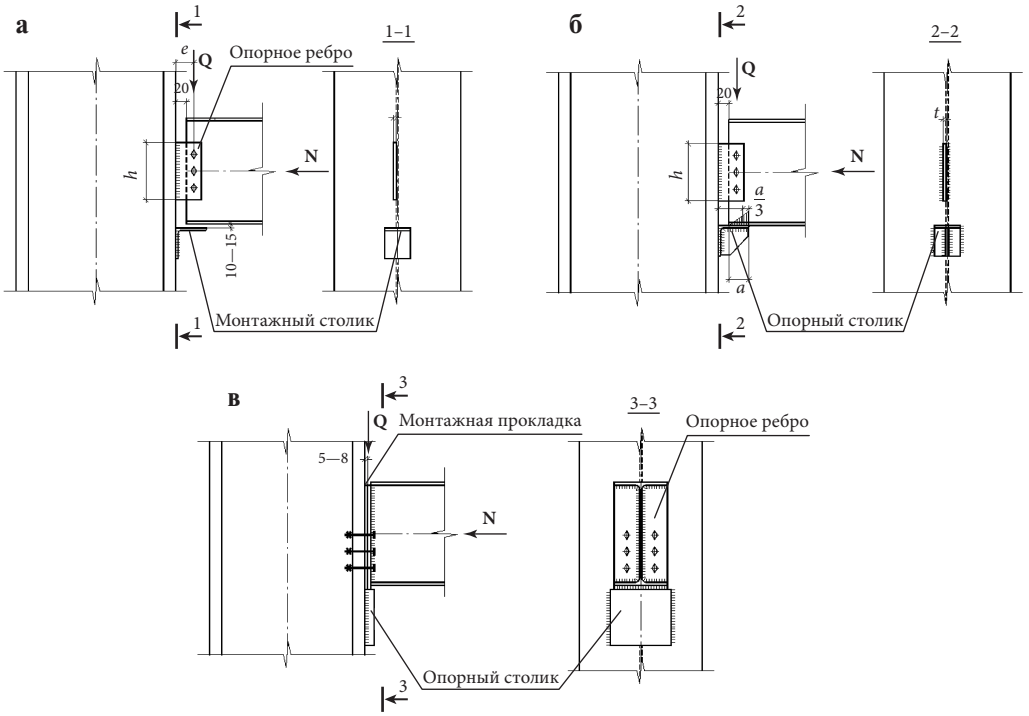


Рис. 1.9.12. Шарнирное крепление балок к колоннам: *а*) крепление балки к колонне при помощи опорного ребра; *б*) крепление балки к колонне при помощи опорного ребра и опорного столика; *в*) крепление балки к колонне при помощи опорного столика

соединения учитываются, что соединение односрезное, поэтому его несущая способность на 10% меньше. Усилие на один болт, равнодействующее усилиям Q, N и M в узле, равно:

$$N_b = 1{,}1\sqrt{\left(\frac{N}{n}+\frac{Ma_{\max}}{\sum a_i}\right)^2+\left(\frac{Q}{n}\right)^2},$$

где коэффициент 1,1 учитывает односрезность соединения, n — число болтов в соединении, a_{max} и a_i (рис. 1.9.13).

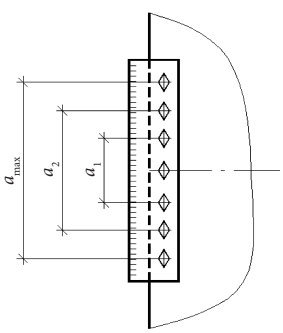


Рис. 1.9.13. К определению расстояний между болтами при расчете на действие изгибающего момента

Расчетное усилие, действующее на наиболее нагруженный болт, сравнивается с несущей способностью болтов на срез и соединительных деталей на смятие [20].

Прочность ослабленного отверстиями сечение опорного ребра проверяется так:

$$\frac{0{,}87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{N}{A_n}+\frac{M}{W}\right)^2+3\left(\frac{Q}{A_n}\right)^2}\le 1,$$

где $A_n = t\,(h - nd_0)$ — площадь ослабленного отверстиями сечения опорного ребра, d_o — диаметр отверстия под болт, $W = \frac{th^2}{6}$ — момент сопротивления сечения опорного ребра.

Угловые сварные швы, крепящие опорное ребро к колонне, рассчитываются на срез на совместное действие усилий Q, N и M. Расчет прочности выполняется по металлу шва и металлу границы сплавления.

Расчет по металлу шва выполняется в следующей последовательности. Сначала определяются касательные напряжения в шве:

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f}\right)^2 + \left(\frac{Q}{A_f}\right)^2},$$

где $A_f = 2\beta_f k_f l_w$, $W_f = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{3}$, $l_w = \text{h} - 1\,\text{см}$.

Затем выполняется проверка прочности по металлу шва:

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_c} \le 1.$$

При расчете по металлу границы сплавления определяются касательные напряжения в металле границы сплавления:

$$\tau_z = \sqrt{\left(\frac{N}{A_z} + \frac{M}{W_z}\right)^2 + \left(\frac{Q}{A_z}\right)^2},$$

где $$A_z = 2\beta_z k_f l_w,\ W_z = \frac{\beta_z k_f l_w^2}{3}.$$

Проверка прочности по металлу границы сплавления:

$$\frac{\tau_z}{R_{wz}\gamma_c} \le 1.$$

При проверке прочности сварных швов используются значения расчетных сопротивлений и коэффициентов в соответствии с требованиями действующих норм [20].

В узлах типа 1.9.12*б* болтовое соединение рассчитывается на действие продольной силы N. Проверка прочности выполняется на действие усилия, приходящего на один болт:

$$N_b = \frac{1{,}1N}{n}.$$

Стенка балки проверяется на смятие на участке длиной a: $\frac{Q}{at_w R_y \gamma_c} \le 1.$

Сварные угловые швы, крепящие опорный столик, рассчитываются на совместное действие усилий Q и M по металлу шва и металлу границы сплавления.

Опорный столик в узле 1.9.12*в* выполняется толщиной не менее 40 мм. В узле рассчитывается опорное ребро балки на смятие от действия поперечной силы, проверяется устойчивость опорной части балки, сварные швы, крепящие опорное ребро к стенке, на действие равнодействующей от поперечной

и продольной сил, сварные швы, крепящие опорный столик — на действие поперечной силы. Болты, крепящие балку к колонне, при действии сжимающей продольной силы ставятся конструктивно, при действии растягивающей силы болты рассчитываются на растяжение:

$$A_{bn} = \frac{N}{nR_{bt}\gamma_c},$$

где A_{bn} — требуемая площадь сечения болта нетто, n — число болтов в узле, R_{bt} — расчетное сопротивление болта на растяжение. По требуемой площади сечения болта нетто подбирается подходящий болт.

В рамных каркасах узлы сопряжения балок с колоннами жесткие. В жестких узлах и линейные и угловые перемещения колонны и балки совпадают. Для реализации жесткости сопряжения конструкция узла существенно усложняется по сравнению с шарнирными узлами. Жесткое сопряжение может быть выполнено с использованием фланцев, приваренных (рис. 1.9.14) или накладок (рис. 1.9.15).

Фланцевые узлы рис. 1.9.14 *а* и *б* выполняются так, чтобы деформации соединительных элементов были минимальны, что обеспечивает соблюдение в узле гипотезы плоских сечений. Для этого толщина фланца и полок колонны должна быть более 20 мм. При тонких полках колонны в месте крепления верхних растянутых болтов полки усиливаются дополнительной накладкой толщиной не менее 20 мм. Толщина фланца определяется следующим образом:

$$t = 1{,}1\sqrt{\frac{4b_o M}{3(2b + h_w)h_w R_y \gamma_c}}.$$

Толщина фланца принимается не менее $b_o / 6$.

Поперечная сила в узле передается на опорный столик за счет работы опорного ребра балки на смятие. На действие поперечной силы рассчитываются на смятие опорное ребро балки и сварные швы, крепящие опорное ребро к стенке и опорный столик к колонне.

В узлах типа *а* и *б* (рис. 1.9.14) наиболее напряженным будут болты, расположенные в верхней зоне фланца. Максимальное усилие растяжения в болте составляет:

$$N_{\max} = \frac{Ma_{\max}}{m\sum a_i^2} + \frac{N}{n},$$

где N — продольная сила положительная при растяжении и отрицательная при сжатии. После определения усилия растяжения в болте подбирают подходящий болт обычный нормальной точности или высокопрочный.

К достоинствам фланцевого узла, показанного на рис. 1.9.14 *в*, следует отнести простоту конструкции, однако он не является абсолютно жестким. В узле происходит изгиб фланца и полок колонны, сжатие, растяжение и сдвиг в стенке колонны. Из-за этого угол поворота опорного сечения балки и угол поворота сечения колонны отличаются. В действующих российских нормах отсутствуют рекомендации по расчету таких узлов. Расчет узла можно выполнить

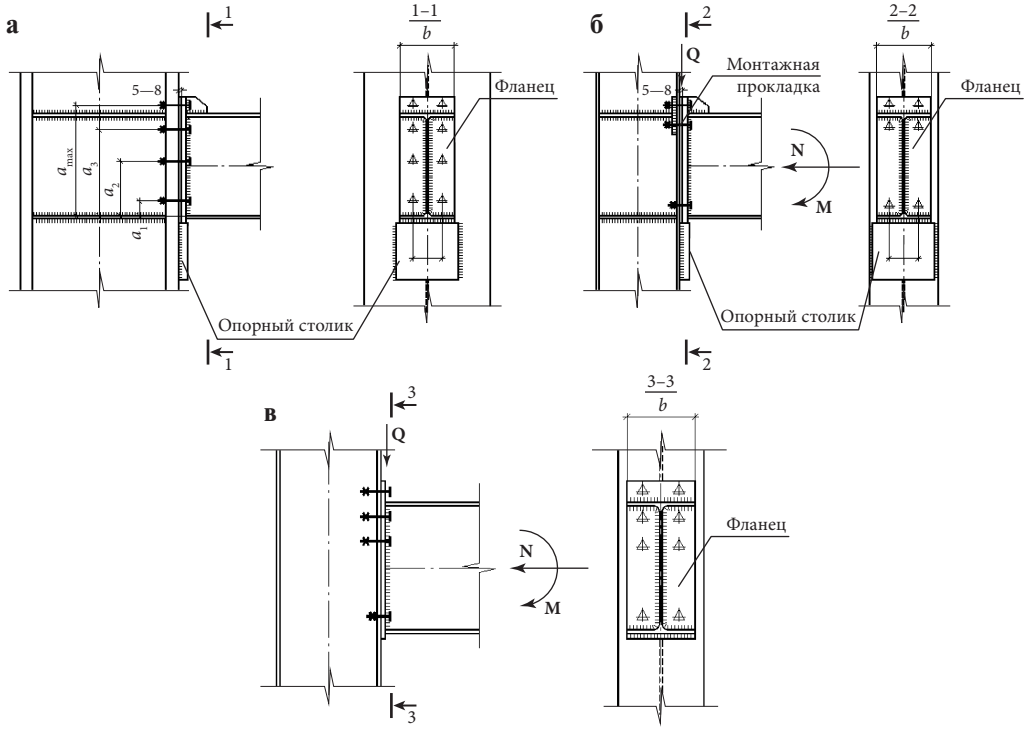


Рис. 1.9.14. Жесткое фланцевое крепление балок к колоннам: *а*) фланцевое крепление к колонне с толстыми полками; *б*) фланцевое крепление балки к колонне с тонкими полками; *в*) фланцевое крепление балки к колонне с гибким фланцем без опорного столика

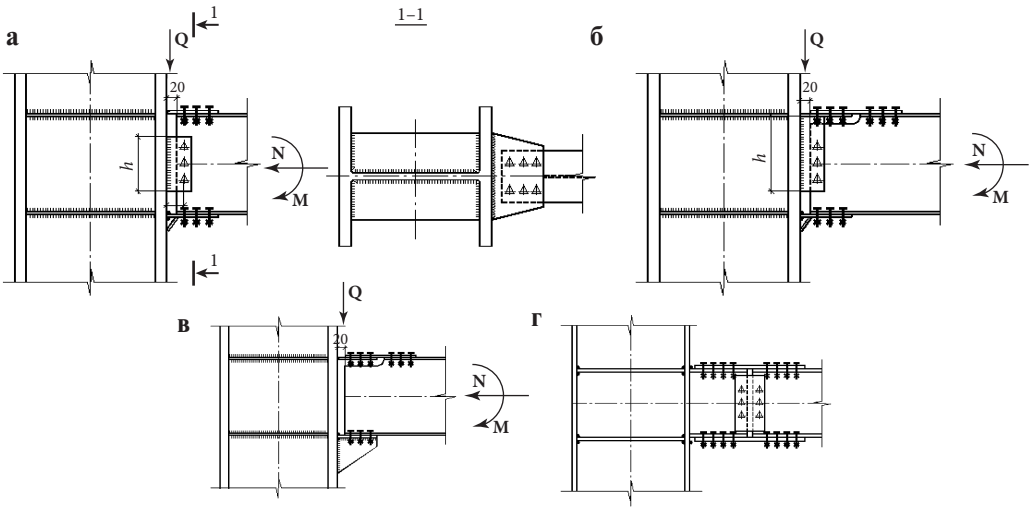


Рис. 1.9.15. Жесткое крепление балок к колоннам с накладками: *а*) с нижней накладкой, приваренной при изготовлении колонны; *б*) с нижней и верхней накладками, приваренными при изготовлении колонны; *в*) с верхней накладкой и опорным столиком; *г*) с накладками на верхней и нижней полках и консолью, приваренной при изготовлении колонны

с применением конечно-элементных моделей или с использованием методик изложенных в европейских нормах по проектированию стальных конструкций.

Узлы с накладками на полках типа *а* и *б* на рис. 1.9.15 близки по конструкции. В обоих узлах нижнюю накладку приваривают к колонне на заводе производителе. Для исключения изгиба нижней накладки при транспортировке и монтаже к ней приваривается подкрепляющая пластина, срезаемая после монтажа балки. Поперечная сила в этих узлах воспринимается опорным ребром, изгибающий момент накладками на полках. В первом типе узла верхняя накладка на монтаже крепится к полке колонны сварными швами, которые выполняются с полным проваром с разделкой кромок. Все болтовые соединения фрикционные на высокопрочных болтах. В узле второго типа обе накладки привариваются на заводе, что упрощает монтаж балки, но при этом балка выполняется с фигурным вырезом в верхней части опорной зоны.

В узле типа *в* (рис. 1.9.15) для восприятия поперечной силы к колонне приварена консоль в виде опорного столика. Наличие консоли упрощает монтаж балки, но при этом консоль попадает в интерьер помещения, что следует отнести к недостаткам узла. Верхняя накладка крепится к колонне монтажными сварными швами, как и в узле типа *а*.

Для устройства узла *б* (рис. 1.9.15) колонна имеет консоль с сечением, совпадающим с балкой. Накладки на полках и стенке балки крепятся фрикционными соединениями на высокопрочных болтах.

К недостаткам всех узлов с накладками на полках следует отнести увеличение сечения балки за счет накладок и выступающих частей болтов.

В узлах *а* и *б* (рис. 1.9.15) опорное ребро и швы, крепящие его к полке колонны, рассчитываются на действие изгибающего момента M_p, поперечной Q и продольной силы N_p.

Изгибающий момент M_p определяется, как наибольшая величина из двух значений:

$$M_1 = Qe \text{ и } M_2 = \frac{MI_p}{I} + \frac{Qe}{2},$$

где $I_p = \frac{th^3}{12}$ — момент инерции опорного ребра, I — момент инерции балки.

Продольная сила, действующая на опорное, ребро определяется так:

$$N_p = \frac{NA_w}{A},$$

где A_w — площадь сечения стенки балки, A — площадь сечения балки.

После определения изгибающего момента и продольной силы выполняется расчет фрикционного соединения на высокопрочных болтах и сварных швов.

Продольная сила, действующая на накладки на полках, определяется так:

$$N_f = \frac{M}{h_б} + \frac{NA_f}{A},$$

После определения усилия в полке выполняется расчет фрикционного соединения на высокопрочных болтах.

В узлах типа *в* и *г* (рис. 1.9.15) расчет фрикционных соединений на полках выполняется аналогично. Опорный столик в узле типа *в* рассчитывается на действие поперечной силы в узле. Фрикционное соединение на стенке в узлах типа *г* рассчитываются на действие изгибающего момента M_w, поперечной Q и продольной силы N_w.

Изгибающий момент M_w равен:

$$M_w = \frac{MI_w}{I},$$

где $I_w = \frac{t_w h_w^3}{12}$ — момент инерции стенки.

Продольная сила, действующая на соединение стенки балки, определяется по формуле:

$$N_w = \frac{NA_w}{A}.$$

После определения изгибающего момента и продольной силы выполняется расчет фрикционного соединения стенки на высокопрочных болтах и сварных швов.

При различных знаках изгибающих моментов в балках слева M_1 и справа M_2 от колонны в стенке колонны возникают значительные касательные напряжения, поэтому участок стенки в районе примыкания балок проверяется на действие касательных и приведенных напряжений.

Касательные напряжения равны: $\tau = \frac{(S_2 + S_1 - Q_к)}{t_w h_w}$,

где $S_1 = \frac{M_1}{h_б}$ и $S_2 = \frac{M_2}{h_б}$ — момент инерции стенки, $Q_к$ — поперечная сила в колонне.

Проверка прочности на действие касательных напряжений:

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1.$$

Проверка прочности на действие приведенных напряжений выполняется следующим образом:

$$\frac{0{,}87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_w^2 - 3\tau^2} \le 1,$$

где σ_w — нормальные напряжения в крайнем волокне стенки колонны.

Если прочность стенки колонны не обеспечена, то увеличивают толщину стенки колонны на всем протяжении колонны или только в районе узла на участке длиной на 200—300 мм больше, чем высота балок.

1.10. ПРИМЕР РАСЧЕТА КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Необходимо запроектировать стальной каркас 10-ти этажного здания расположенного в 4 снеговом и 3 ветровом районе. Здание имеет прямоугольный план, размеры в плане 27,2 × 12,3 м. Высота этажа 2,95 м. Здание без подвала.

В поперечном направлении шаг колонн 4,3, 3,3 и 4,7 м. В продольном направлении шаг поперечных рам переменный 3,3 и 3,7 м.

Каркас здания связевой, колонны и балки перекрытия прокатные. Колонны жестко крепятся к фундаменту, балки к колоннам шарнирно. Перекрытия имеют следующую конструкцию:

- профилированный настил;
- монолитная железобетонная плита толщиной 130 мм;
- цементно-песчаная стяжка толщиной 45 мм;
- слой звукоизоляции из пенополистирола толщиной 23 мм;
- линолеум;
- перегородки.

Покрытие имеют следующую конструкцию:

- профилированный настил;
- монолитная железобетонная плита толщиной 130 мм;
- утеплитель из минеральной ваты толщиной 210 мм;
- цементно-песчаная стяжка толщиной 30 мм;
- гидроизоляционный ковер.

Стены здания каркасно-обшивные. В примере расчета каркаса вес стен учтен приближенно и принят равным 1 кПа.

Вес стального каркаса учитывается по сечениям элементов при расчете вычислительными комплексами. При определении нагрузки от собственного веса каркаса учитывается коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,05 и строительный коэффициент 1,2.

Сбор постоянной нагрузки от ограждающих конструкций перекрытия и покрытия выполнен в табл. 1.10.1. Нагрузка на стальные ригели перекрытия определена с учетом ширины грузовой площади, равной шагу поперечных рам.

Таблица 1.10.1.

Сбор постоянной нагрузки на перекрытие

Наименование нагрузки	Нормативная	gf	Расчетная
1	2	3	4
Постоянная нагрузка на перекрытие			
Профилированный настил Н114-600-0.8, кПа	0,084	1,050	0,088
Монолитный железобетон приведенной толщиной 130 мм, кПа	3,250	1,100	3,575
Ц-песч. стяжка уд. вес 18 кН/м^3, толщина 45 мм, кПа	0,810	1,300	1,053
Пенопласт толщина 23 мм, кПа	0,012	1,300	0,015
Линолеум, кПа	0,025	1,300	0,033
Перегородки, кПа	1,500	1,100	1,650
Итого, кПа	5,681	1,129	6,414
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3,7 м, кН/м	21,018	1,129	23,731
Постоянная нагрузка на покрытие			
Профилированный настил Н114-600-0.8, кПа	0,084	1,050	0,088

Продолжение таблицы 1.10.1.

1	2	3	4
Монолитный железобетон приведенной толщиной 130 мм, кПа	3,250	1,100	3,575
Минвата уд. вес 1 кН/м³ толщина 210 мм, кПа	0,200	1,200	0,240
Ц-песч. стяжка уд. вес 18 кН/м³, толщина 30 мм, кПа	0,540	1,300	0,702
Гидроизоляция, кПа	0,070	1,300	0,091
Итого, кПа	4,144	1,133	4,696
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3,7 м, кН/м	15,333	1,133	17,376

На крайние колонны рамы действует нагрузка от веса наружных стен. Эта нагрузка распределяется по длине колонны и равна: $1 \cdot 3,7 \cdot 1,2 = 4,440$ кН/м.

Сбор полезной нагрузки выполнен в табл. 1.10.2. Нагрузка, распределенная на перекрытиях, определена в зависимости от назначения помещений. Здание жилое, нормативная нагрузка на перекрытия жилых помещений составляет 1,5 кПа, на перекрытия фойе, вестибюлей, коридоров, лестниц нормативная нагрузка 3 кПа. Полезная нагрузка на перекрытия определена с учетом коэффициента сочетания равного 1 (используется для расчета балок перекрытия), а также для возможного одновременного загружения 9 перекрытий, коэффициент сочетания равен: $\varphi = 0,4 + 0,6/9 : 0,5 = 0,600$ (используется для расчета колонн).

Таблица 1.10.2.

Сбор полезной нагрузки на перекрытие

Наименование нагрузки	**Нормативная**	***gf***	**Расчетная**
Нагрузка на перекрытия жилых помещений $c_f = 1$			
Распределенная по площади, кПа	1,500	1,300	1,950
Итого, кПа	1,500	1,300	1,950
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3.7 м, кН/м	5,550	1,300	7,215
Нагрузка на перекрытия жилых помещений $c_f = 0,6$			
Распределенная по площади, кПа	0,900	1,300	1,170
Итого, кПа	0,900	1,300	1,170
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3,7 м, кН/м	3,330	1,300	4,329
Нагрузка на перекрытия вестибюлей, коридоров и лестниц помещений $c_f = 1$			
Распределенная по площади, кПа	3,000	1,200	3,600
Итого, кПа	3,000	1,200	3,600
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3,7 м, кН/м	11,100	1,200	13,320
Нагрузка на перекрытия вестибюлей, коридоров и лестниц помещений $c_f = 0,6$			
Распределенная по площади, кПа	1,800	1,300	2,340
Итого, кПа	1,800	1,200	2,340
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3,7 м, кН/м	6,660	1,200	8,658

Сбор снеговой нагрузки выполнен в табл. 1.10.3. Для 4 снегового района вес снегового покрова 2,4 кПа. Коэффициент распределения снега на покрытии равен 1.

Таблица 1.10.3.

Сбор снеговой нагрузки на покрытие

Наименование нагрузки	**Нормативная**	***gf***	**Расчетная**
Распределенная по площади, кПа	2,000	1,400	2,800
Итого, кПа	2,000	1,400	2,800
Погонная на балку, ширина грузовой площади 3,7 м, кН/м	7,400	1,400	10,360

Здание протяженное в плане, поэтому основное направление действия ветра принято на длинные стороны. Коэффициент аэродинамического сопротивления составляет:

- для активного давления: 0,8;
- для отсоса: 0,5.

Сбор активной ветровой нагрузки выполнен в табл. 1.10.4, отсоса в табл. 1.10.5. Для определения пульсационной составляющей предварительно была определена частота собственных колебаний. Собственные частоты колебаний можно рассчитать с применением современных вычислительных комплексов с учетом масс, соответствующих нормативным нагрузкам — постоянной, полезной и снеговой. Расчет частот колебаний не приведен в данном примере и может быть выполнен читателем самостоятельно. Первая частота собственных колебаний равна 0,56 Гц, что меньше граничной частоты 1,2 Гц, установленной нормами для зданий со стальным каркасом и стенами в IV ветровом районе. В связи с этим для учета пульсационной составляющей необходимо учесть коэффициент динамичности. Коэффициент ν определенный по табл. 11.6 СП 20.13330.2016. Приняты следующие обозначения: $g_{сп}$, $g_{рп}$, $g_{с}$, $g_{р}$ — распределенная на поверхности соответственно средняя и пульсационная составляющие ветровой нагрузки (нормативная и расчетная), $q_{сп}$, $q_{рп}$, $q_{с}$, $q_{р}$ — погонные составляющие соответственно средней и пульсационной ветровой нагрузки (нормативная и расчетная). Нагрузка к каркасу прикладывалась в узлах, как сосредоточенная сила с учетом грузовой площади участка стены, с которого собиралась нагрузка.

Таблица 1.10.4.

Определение активной ветровой нагрузки на здание

Перекрытие этажа	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
h, м	2,75	5,70	8,65	11,60	14,55	17,50	20,45	23,40	26,35	29,30
b, м	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300
w_o, кПа	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480

Продолжение таблицы 1.10.4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
c	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800
k	0,500	0,519	0,613	0,690	0,755	0,813	0,865	0,913	0,958	0,999
$z_{экв}$	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51
$k(z_{экв})$	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866
z	1,220	1,200	1,123	0,999	0,912	0,847	0,796	0,754	0,719	0,690
n	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655
f_1, ***Гц***	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560
e	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
x	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650
$g_{сп}$, ***кПа***	0,1920	0,1993	0,2355	0,2649	0,2900	0,3122	0,3323	0,3507	0,3678	0,3837
g_c, ***кПа***	0,2688	0,2791	0,3297	0,3708	0,4060	0,4371	0,4652	0,4910	0,5149	0,5372
$g_{рп}$, ***кПа***	0,2532	0,2585	0,2859	0,2859	0,2859	0,2859	0,2859	0,2859	0,2859	0,2859
$g_{сп} + g_{рп}$, ***кПа***	0,4452	0,4579	0,5215	0,5508	0,5759	0,5982	0,6182	0,6366	0,6537	0,6696
$g_c + g_p$, ***кПа***	0,6232	0,6410	0,7301	0,7711	0,8063	0,8374	0,8655	0,8913	0,9152	0,9375
***Высота гр. площади a*, м**	1,475	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	1,475
***Ширина гр. площади b*, м**	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700
$q_c = q_c \cdot a$, ***кН/м***	**0,396**	**0,823**	**0,973**	**1,094**	**1,198**	**1,289**	**1,372**	**1,448**	**1,519**	**0,792**
$q_p = g_p \cdot a$, ***кН/м***	**0,523**	**1,068**	**1,181**	**1,181**	**1,181**	**1,181**	**1,181**	**1,181**	**1,181**	**0,590**
$q_c + q_p$ ***кН/м***	**0,919**	**1,891**	**2,154**	**2,275**	**2,379**	**2,470**	**2,553**	**2,629**	**2,700**	**1,383**
Сосред. сила, кН	**3,401**	**6,997**	**7,969**	**8,417**	**8,801**	**9,140**	**9,447**	**9,728**	**9,989**	**5,116**

Таблица 1.10.5.

Определение отсоса на здание

Перекрытие этажа	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
h*, *м	2,75	5,70	8,65	11,60	14,55	17,50	20,45	23,40	26,35	29,30
b*, *м	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300	12,300
w_o, ***кПа***	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480
c	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
k	0,500	0,519	0,613	0,690	0,755	0,813	0,865	0,913	0,958	0,999
$z_{экв}$	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51
$k(z_{экв})$	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866	0,866
z	1,220	1,200	1,123	0,999	0,912	0,847	0,796	0,754	0,719	0,690

Продолжение таблицы 1.10.5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
n	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655	0,655
f_1, Гц	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560
e	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
x	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650	1,650
$g_{сп}$, кПа	0,1200	0,1246	0,1472	0,1655	0,1812	0,1951	0,2077	0,2192	0,2298	0,2398
g_c, кПа	0,1680	0,1744	0,2061	0,2318	0,2537	0,2732	0,2908	0,3069	0,3218	0,3357
$g_{рп}$, кПа	0,1582	0,1616	0,1787	0,1787	0,1787	0,1787	0,1787	0,1787	0,1787	0,1787
$g_{сп} + g_{рп}$, кПа	0,2782	0,2862	0,3259	0,3443	0,3600	0,3738	0,3864	0,3979	0,4086	0,4185
$g_c + g_p$, кПа	0,3895	0,4006	0,4563	0,4820	0,5039	0,5234	0,5410	0,5571	0,5720	0,5859
Высота гр. площади a, м	1,375	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	2,950	1,475
Ширина гр. площади b, м	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700	3,700
$q_c = q_c \cdot a$, кН/м	**0,231**	**0,515**	**0,608**	**0,684**	**0,749**	**0,806**	**0,858**	**0,905**	**0,949**	**0,495**
$q_p = g_p \cdot a$, кН/м	**0,305**	**0,667**	**0,738**	**0,738**	**0,738**	**0,738**	**0,738**	**0,738**	**0,738**	**0,369**
$q_c + q_p$ кН/м	**0,536**	**1,182**	**1,346**	**1,422**	**1,487**	**1,544**	**1,596**	**1,643**	**1,687**	**0,864**
Сосред. сила, кН	**1,982**	**4,373**	**4,980**	**5,261**	**5,501**	**5,713**	**5,905**	**6,080**	**6,243**	**3,198**

Для определения усилий и перемещений необходимо составить расчетную схему каркаса многоэтажного здания. Каркас многоэтажного здания обычно моделируется с использованием стержневых конечных элементов. Стержни в расчетной схеме располагают по осям конструктивных элементов: колонн, ригелей и балок. Здание, протяженное в плане, основными несущими элементами являются поперечные рамы, поэтому расчетная схема для определения усилий и перемещений может включать в себя одну поперечную раму.

В таблице 1.10.6 даны типы жесткостей и сечения элементов каркаса.

Таблица 1.10.6.

Типы жесткостей элементов покрытия

Тип жесткости	Наименование элемента	Сечение
1	Колонны	25К2
2	Ригели	25Б1
3	Связи	Кв. тр. 110×110×6 мм

На рис. 1.10.1 показана схема расположения узлов и элементов, нумерация типов жесткостей расчетной схемы поперечной рамы многоэтажного здания.

Колонны жестко крепятся к фундаменту, балки и связи шарнирно к колоннам.

Расчет каркаса выполняется на действие следующих загружений:

- 1 загружение: вес несущих конструкций (рис. 1.10.2);
- 2 загружение: постоянная нагрузка (рис. 1.10.3);
- 3 загружение: полезная нагрузка (рис. 1.10.4);
- 4 загружение: снеговая нагрузка (рис. 1.10.5);
- 5 загружение: ветровая нагрузка (рис. 1.10.6).

После расчета перемещений и усилий выполняется анализ полученных результатов. Рассматриваются перемещения узлов каркаса, эпюры усилий в элементах каркаса, опорные реакции. Полученные результаты оцениваются — соответствуют ли они связям, действующим нагрузкам, узловым сопряжениям, типам сечений. На рисунках 1.10.7—1.10.11 показаны эпюры усилий от загружений, действующих на каркас.

Для определения расчетных усилий были составлены шесть расчетных сочетания показанные в табл. 1.10.7. Для составления сочетаний с минимальной продольной силой постоянная нагрузка взята с коэффициентом надежности 0,9.



Рис. 1.10.1. Схема расположения узлов и элементов, нумерация типов жесткостей расчетной схемы

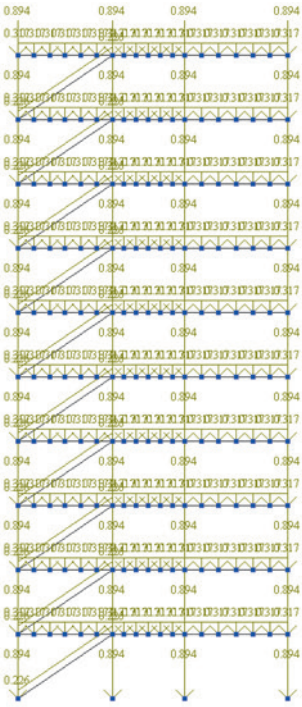


Рис. 1.10.2. 1 загружение

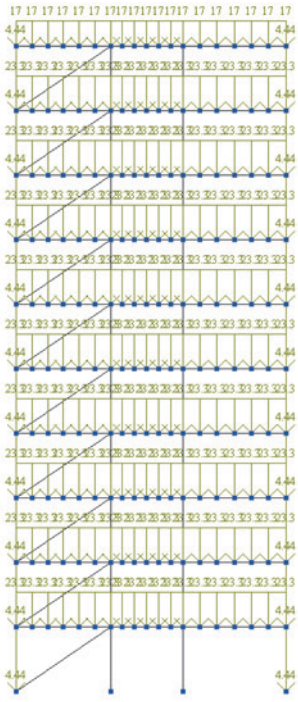


Рис. 1.10.3. 2 загружение

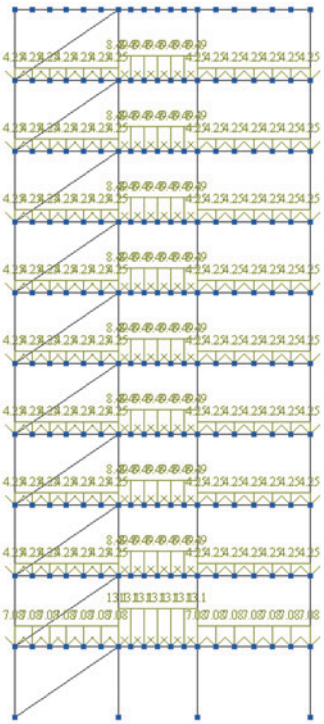


Рис. 1.10.4. 3 Загружение

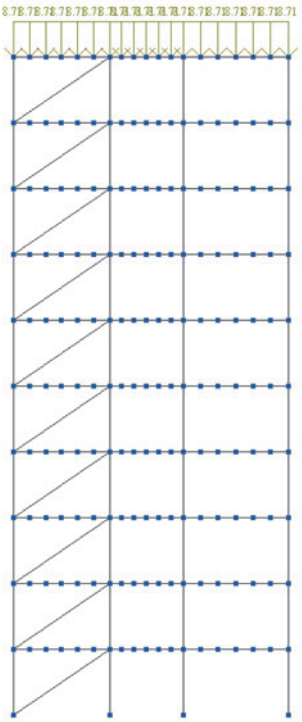


Рис. 1.10.5. 4 загружение

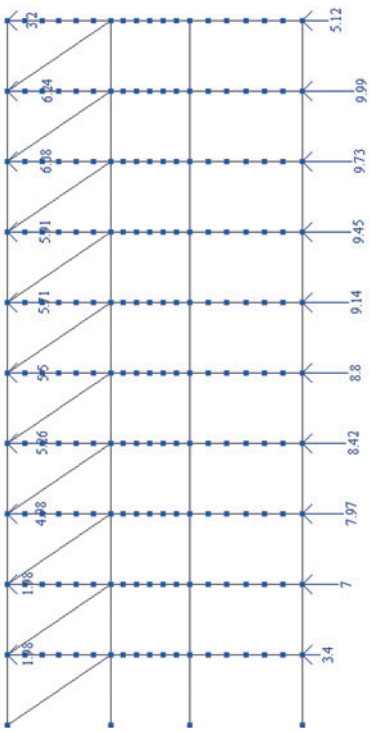


Рис. 1.10.6. 5 загружение

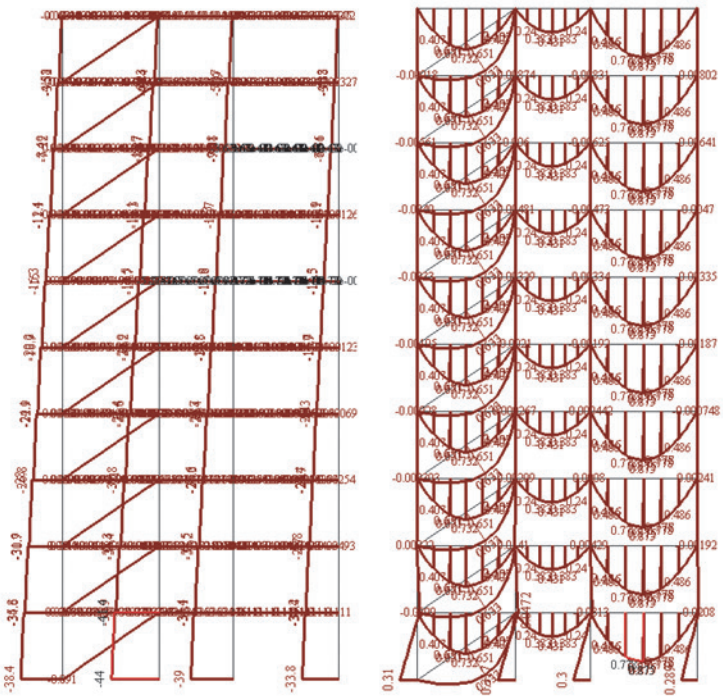


Рис. 1.10.7. Продольные усилия и изгибающие моменты от 1 загружения

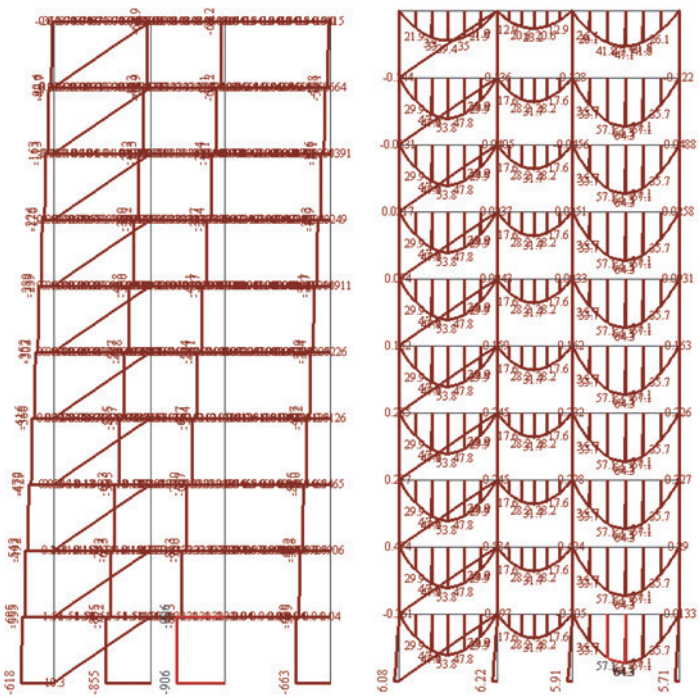


Рис. 1.10.8. Продольные усилия и изгибающие моменты от 2 загружения

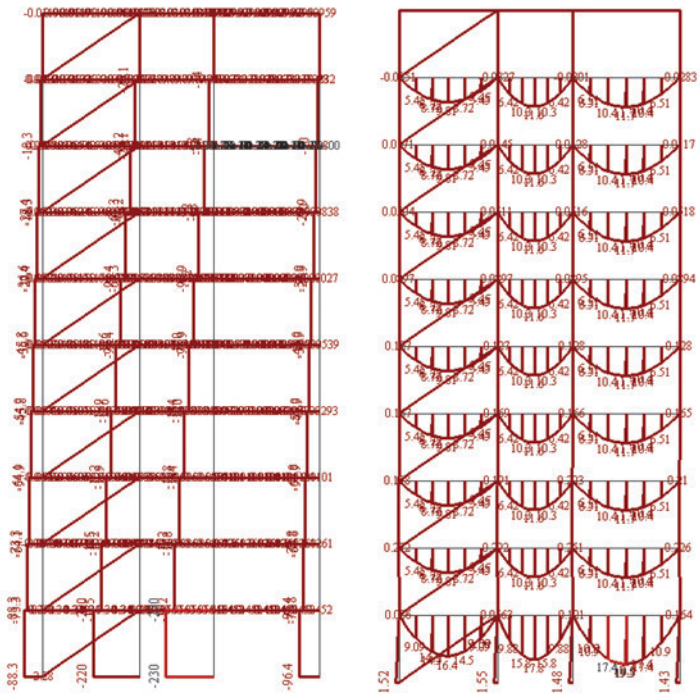


Рис. 1.10.9. Продольные усилия и изгибающие моменты от 3 загружения

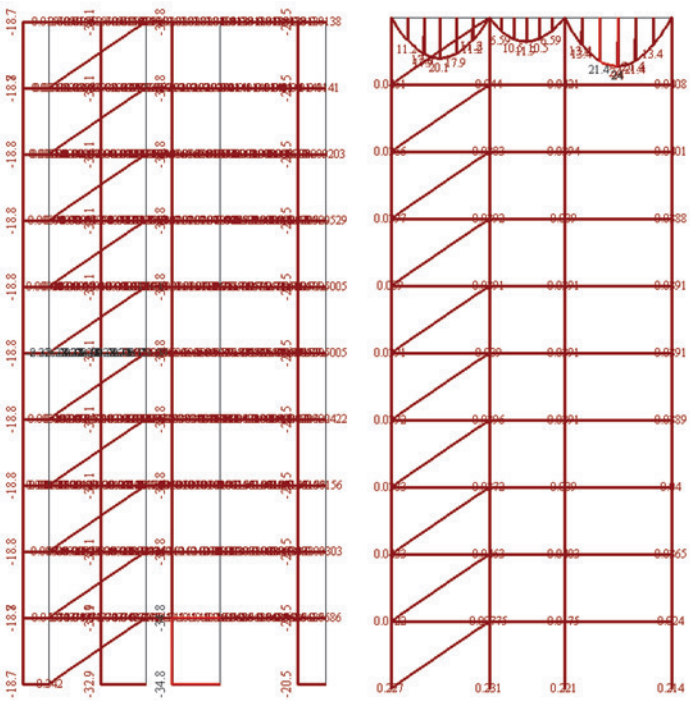


Рис. 1.10.10. Продольные усилия и изгибающие моменты от 4 загружения

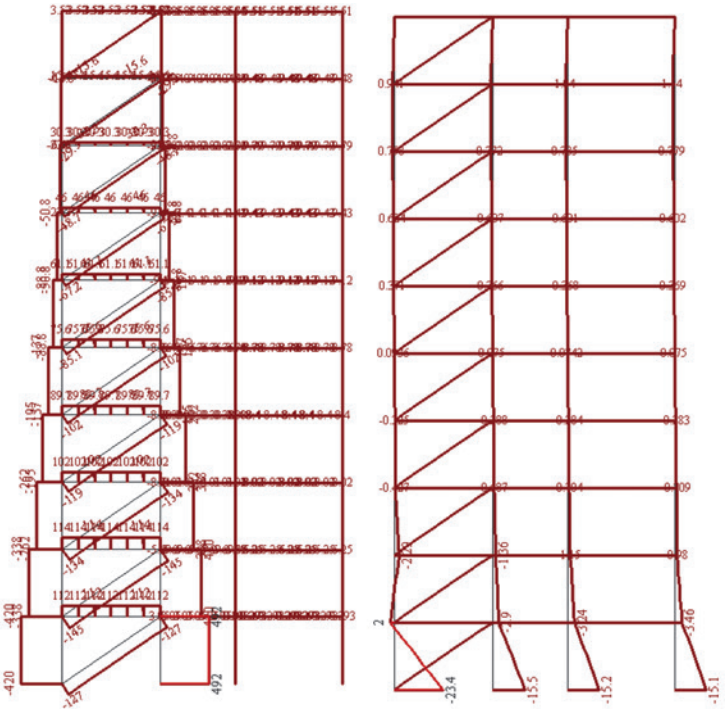


Рис. 1.10.11. Продольные усилия и изгибающие моменты от 5 загружения

Таблица 1.10.7.

Коэффициенты сочетания для загружений

Сочетания	Коэффициенты для загружений				
	1	2	3	4	5
1	1,0	1,0	1,0	0,7	0,9
2	1,0	1,0	0,9	0,7	1,0
3	1,0	1,0	1,0	0,7	–0,9
4	1,0	1,0	0,9	0,7	–1,0
5	0,9/1,05=0,857	0,9/1,129	0,7	0	1,0
6	0,9/1,05=0,857	0,9/1,129=0,797	0,7	0	–1,0

Расчет колон

Колонны многоэтажного здания работают на внецентренное сжатие. Для подбора и проверки сечений колонн необходимо определить расчетные длины элементов. Для связевых и рамно-связевых каркасов расчетная длина равна высоте этажа, для рамного каркаса определение расчетной длины выполняется в соответствии с положениями СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».

Последовательность расчета внецентренно-сжатых колонн следующая:

1. Выбирается расчетные усилия: N — продольное усилие, M — продольное усилие.

2. Вычисляется эксцентриситет: $e = \frac{M}{N}$,
3. Вычисляется относительный эксцентриситет: $m_x = \frac{eA}{W_{xc}}$,

где A — площадь, W_c — момент инерции сжатого волокна.

4. Вычисляется гибкость стержня: $\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}$,

где $l_{efч}$ — расчетная длина, i_x — радиус инерции.

5. Вычисляется гибкость стержня: $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$,

где R_y — расчетное сопротивление, E — модуль упругости.

6. Определяется коэффициент η по табл. Д. 2 СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».
7. Определяется коэффициент φe по табл. Д. 3 СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».
8. Проверяется устойчивость колонны в плоскости действия изгибающего момента:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1.$$

Как правило жесткость на изгиб в плоскости изгибающего момента больше, чем жесткость на изгиб из плоскости, поэтому кроме потери устойчивости в плоскости изгибающего момента необходимо проверить устойчивость колонн из плоскости изгибающего момента.

Как правило жесткость на изгиб в плоскости изгибающего момента больше, чем жесткость на изгиб из плоскости, поэтому кроме потери устойчивости в плоскости изгибающего момента необходимо проверить устойчивость колонн из плоскости изгибающего момента.

При потере устойчивости из плоскости действия изгибающего момента стержень рассматривается как центрально сжатый, но при этом учитывается влияние изгибающего момента на устойчивость стержня из плоскости момента, а также возможность изгибно-крутильной формы потери устойчивости. Проверка устойчивости из плоскости действия момента (относительно оси *Y*) выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y c A R_y \gamma_c} \le 1,$$

где c определяется по п. 9.2.5 СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».

На основании ранее выполненного расчета установлены следующие сочетания расчетных усилий в колонны: $N = 1655{,}2$ кН; $M = 24{,}09$ кН · м. Расчетная длина колонн каркаса в плоскости и из плоскости поперечной рамы в связевом каркасе равна высоте этажа и составляет 2,95 м.

Исходные данные:

Двутавр К ГОСТ Р 57837—2017 25К2 $R_y = 315$ МПа $R_s = 182{,}7$ МПа

Коэффициент условия работы 1

Геометрические характеристики см, см^2, см^3
W_{y1} = 866,600 W_{y2} = 866,600 W_{y3} = 866,600 W_{y4} = 866,600 i_y = 10,841
W_{z1} = 261,900 W_{z2} = 261,900 W_{z3} = 261,900 W_{z4} = 261,900 i_z = 6,291
A = 92,180 A_f = 35,000 A_w = 19,980 t_w = 0,90 t_f = 1,40
I_y = 10833,00 Sy = 480,30 I_z = 3648,60 S_z = 218,75 I_t = 51,13
W_{ty} = 037 W_{tz} = 56,809
I_t = 51,128 h = 25,0
Расчетная длина относительно оси *Y*, см: 294
Расчетная длина относительно оси *Z*, см: 294
Гибкость отн. оси *Y*: расчетная — 27,1201, условная — 1,060506
Гибкость отн. оси *Z*: расчетная — 46,73073, условная — 1,82736

Проверка прочности по нормальным напряжениям

Нормальные напряжения, МПа: –207,36
Процент использования: 65,8 Прочность обеспечена

Проверка устойчивости изогнутого стержня

Коэффициент φ_b (приложение Ж): 1
Нормальные напряжения, МПа: –207,36
Процент использования: 65,8 Устойчивость изгибаемого стержня обеспечена

Проверка устойчивости внецентренно сжатого стержня (ось *Y*)

Тип сечения по табл. Д2 СНиП: 5
Предельно допустимая гибкость элемента: 150
Эксцентриситет относительно оси *Y*, см: 1,455413
Момент сопротивления наиболее сжатого волокна, см^3: 866,6
Относительный эксцентриситет: 0,1548119
Отношение A_f/A_w: 1,751752
Коэффициент влияния формы сечения: 1,760542
Приведенный относительный эксцентриситет: 0,2725528

Коэффициент продольного изгиба при центр. сжатии: 0,9295104
Коэффициент продольного изгиба в плоскости: 0,8409624
Нормальные напряжения в плоскости формула 109, МПа: 213,5193
Процент использования: 67,8 Устойчивость в плоскости обеспечена
Коэффициент продольного изгиба из плоскости: 0,840562
Коэффициент φ_b (приложение Ж): 1
Коэффициент alfa п. 9.2.5: 0,7
Коэффициент beta п. 9.2.5: 1
Коэффициент cmax п. 9.2.5: 0,9898381
Коэффициент c п. 9.2.5: 0,9022272
Нормальные напряжения из плоскости формула 111, МПа: 236,7708
Процент использования: 75,2 Устойчивость из плоскости обеспечена

Расчет балок

В балках основным усилием, определяющим сечение этих элементов, является изгибающий момент. Поэтому проектировать их надо, прежде всего, как изгибаемые элементы. Проверку прочности изгибаемых элементов выполняют по прочности:

- на изгиб: $\frac{M}{W_n R_y \gamma_c} \le 1;$
- на срез: $\frac{QS^{половины}}{It_w R_s \gamma_c} \le 1.$

В тех случаях, когда в ригелях или балках действуют продольные усилия их следует рассчитывать, как внецентренно сжатые или внецентренно растянутые.

Сочетания расчетных усилий в балках каркаса: $N = 1655{,}2$ кН; $M = 24{,}09$ кН·м.

Двутавр Б ГОСТ Р 57837—2017 25Б1 $R_y = 335$ МПа $R_s = 194{,}3$ МПа
Коэффициент условия работы 1
Геометрические характеристики см, см^2, см^3
$W_{y1} = 285{,}300$ $W_{y2} = 285{,}300$ $W_{y3} = 285{,}300$ $W_{y4} = 285{,}300$ $i_y = 10{,}403$
$W_{z1} = 41{,}100$ $W_{z2} = 41{,}100$ $W_{z3} = 41{,}100$ $W_{z4} = 41{,}100$ $i_z = 2{,}792$
$A = 32{,}680$ $A_f = 9{,}920$ $A_w = 11{,}600$ $t_w = 0{,}50$ $t_f = 0{,}80$
$I_y = 3537{,}00$ $S_y = 159{,}70$ $I_z = 254{,}80$ $S_z = 30{,}75$ $I_t = 5{,}20$
Расчетная длина относительно оси *Y*, см: 470
Расчетная длина относительно оси *Z*, см: 100
Гибкость отн. оси *Y*: расчетная — 45,17741, условная— 1,82184
Гибкость отн. оси *Z*: расчетная — 35,81305, условная — 1,444209

Проверка прочности по нормальным напряжениям

Нормальные напряжения, МПа: — 302,7476
Процент использования: 90,4 Прочность обеспечена

Проверка устойчивости изогнутого стержня

Коэффициент φ_b (приложение Ж): 1
Нормальные напряжения, МПа: — 302,7476
Процент использования: 90,4 Устойчивость изгибаемого стержня обеспечена

Проверка устойчивости внецентренно сжатого стержня (ось *Y*)

Тип сечения по табл. Д2 СНиП: 5
Предельно допустимая гибкость элемента: 150
Эксцентриситет относительно оси *Y*, см: 3516,735
Момент сопротивления наиболее сжатого волокна, см^3: 285,3
Относительный эксцентриситет: 402,8282
Отношение A_f/A_w: 0,8551724
Коэффициент влияния формы сечения: 1,330669

Приведенный относительный эксцентриситет: 536,0311
Коэффициент φ_b (приложение Ж): 1
Нормальные напряжения, МПа: — 302,7476
Процент использования: 90,4 Устойчивость изгибаемого стержня обеспечена

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ КУРСОВОЙ РАБОТЫ «РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ»

Исходные данные выбираются в соответствии с двузначным номером варианта, задаваемого от 00 до 99 из таблиц.

Таблица 1.10.8.

Исходные данные

Первая цифра варианта	Ширина здания в плане, м	Длина здания в плане, м	Высота этажа, м	Последняя цифра варианта	Число этажей	Район строительства
0	20	30	2,8	0	18	Владивосток
1	20	36	2,9	1	19	Москва
2	20	42	3,0	2	20	Астрахань
3	20	48	3,1	3	21	Магадан
4	20	54	3,2	4	22	Пермь
5	30	36	2,8	5	23	Тюмень
6	30	42	2,9	6	24	Челябинск
7	30	54	3,0	7	25	Красноярск
8	30	57	3,1	8	26	Новосибирск
9	30	60	3,2	9	27	Воронеж

Темы для самостоятельной работы

1. Типы каркасов многоэтажных зданий.
2. Рамные каркасы многоэтажных зданий.
3. Связевые каркасы многоэтажных зданий.
4. Компоновка стального каркаса многоэтажного здания
5. Конструктивные решения монолитных железобетонных перекрытий многоэтажных зданий со стальным каркасом.
6. Конструктивные решения сборных железобетонных перекрытий многоэтажных зданий со стальным каркасом.
7. Конструктивные решения облегченных перекрытий многоэтажных зданий со стальным каркасом.
8. Стены многоэтажных зданий из мелкоразмерных элементов.
9. Стены многоэтажных зданий из трехслойных металлических панелей.
10. Каркасно-обшивные стены многоэтажных зданий.
11. Сбор постоянной нагрузки на многоэтажное здание.

12. Сбор полезной нагрузки на перекрытия многоэтажных зданий.
13. Сбор ветровой нагрузки на многоэтажное здание.
14. Сейсмические нагрузки на многоэтажное здание.
15. Определение усилий в каркасах многоэтажных зданий.
16. Расчетные длины колонн многоэтажных зданий.
17. Расчет несущей способности элементов каркаса многоэтажного здания.
18. Расчет узлов каркаса многоэтажных зданий.

Литература к разделу 1

1. НП 1.1—63. Помещения квартирных жилых домов. М. 1963. — 63 с.

2. Карасев Д. О., Шипилова Н. А., Арутунян М. С. Малоэтажное строительство. Виды строительных материалов для возведения зданий // Интернет-журнал «Науковедение». 2016. Том 8. № 3. http://naukovedenie.ru/PDF/91TVN316. pdf (доступ свободный)

3. Сазонова Т. В., Казаков Д. С. Малоэтажное строительство. Проблемы и решения // Вестник УГУЭС. Наука. Образование. Экономика. Серия: Экономика. 2014. № 1 (7). С. 194—198.

4. Быстровозводимые малоэтажные жилые здания с применением легких стальных тонкостенных конструкций/Павлов А. Б., Айрумян Э. Л., Камынин С. В., Каменщиков Н. И. // Промышленное и гражданское строительство. 2006. № 9. С. 51—53.

5. Айрумян Э. Л. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль». М.: ЦНИИПСК им. Мельникова. — 2004. — 69 с.

6. Harrell T. J., Pinon J. P., Shane C. D. Building enclosure design for modular construction [Конструкция корпуса здания для модульного строительства] // 3rd residential building design and construction conference (March 2—32016). State College, Pennsylvania. pp. 12—28.

7. Ganiron Jr T. U., Almarwae M. Prefabricated technology in a modular house [Сборная технология в модельном домостроении] // International Journal of Advanced Science and Technology. 2014. Vol. 73. pp. 51—74.

8. СП 54.13330.2016. Здания жилые многоквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003. М., 2016. — 61 с.

9. СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования. М., 2016. — 145 с.

10. ГОСТ Р 57837—2017. «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок». М., 2017. — 32 с.

11. ГОСТ 28984—2011. Модульная координация размеров в строительстве. М., 2013. — 16 с.

12. НП 9.1—80. Лестнично-лифтовые узлы жилых и общественных зданий с незадымляемыми лестничными клетками. М., 1984. — 48 с.

13. ГОСТ 530—2012. Кирпич и камень керамические. М., 2013. — 28 с.

14. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. М., 2016. — 124 с.

15. СТО 0043—2005. Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений. М., 2005. — 36 с.

16. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*.) М., 2016.

17. СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. М., 2018. — 116 с.

18. СП 296.1325800.2017. «Здания и сооружения. Особые воздействия». М., 2017. — 23 с.

19. СП 385.1325800.2018. «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». М., 2018. — 20 с.

20. СП 16.13330.2017. «Стальные конструкции. Актуализированная редакция». М., 2017. — 142 с.

21. Стальные здания в Европе. Многоэтажные стальные здания. Часть 1. Руководство для архитекторов. М. 2017. — 68 с.

22. Стальные здания в Европе. Многоэтажные стальные здания. Часть 2. Основные проектные решения. М. 2017. — 86 с.

2. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ВЫСОТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

2.1. ПОНЯТИЕ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ КАК УНИКАЛЬНОГО В РАЗЛИЧНЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТАХ

2.1.1. Анализ общих нормативных документов

В практике строительства широко используются термины уникальное и высотное здание. Слово «уникальный» переводится с латинского языка (unicum) как «единственный, исключительный». «Единственный в своем роде, неповторимый» — такую трактовку дают нам толковые словари [1]. Вполне логично было бы считать уникальным здание, которое имеет или неповторимую архитектурную выразительность, или технически сложные строительные конструкции, или уникальные технологии возведения.

В российских нормативных документах понятия уникального и высотного здания рассматриваются:

- в градостроительном кодексе [2], подлежащем обязательному выполнению при строительстве, реконструкции и капитальном ремонте любых строительных объектов;
- ГОСТ 31937—2011 [3], который является обязательным при выполнении обследовании зданий и сооружений;
- СП 267.1325800 [4], предназначенный для проектирования и расчета высотных зданий и комплексов;
- ТР 182—08 Технические рекомендации по научно-техническому сопровождению и мониторингу строительства большепролетных, высотных и других уникальных зданий и сооружений [5];
- МРДС 02—08 Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных [6];
- МДС 13—22.2009 Методика геодезического мониторинга технического состояния высотных и уникальных зданий и сооружений [71].

Трактовки терминов уникальное и высотное здание из указанных документов сведены в табл. 2.1.1. Однозначного определения не существует, все зависит от конкретных условий проектирования и изменений.

Отметим, что формально (с точки зрения Градостроительного кодекса, [2]) под термином «уникальное здание или сооружение» понимается объект капитального строительства или реконструкции, в проектной документации которого предусмотрена хотя бы одна из четырех характеристик, указанных в первой строке табл. 2.1.1.

Не каждое «единственное» и неповторимое, здание, является уникальным. И далеко не каждое уникальное, с точки зрения норм, несет в себе хоть какую-то архитектурную или инженерную ценность.

Например, Преображенская церковь на о. Кижи (рис. 2.1.1), являющаяся уникальным памятником деревянного зодчества России при высоте 37 м, с точки зрения Градостроительного кодекса к уникальным сооружениям не относится. То же самое, с точки зрения Градостроительного кодекса, относится и к храму Артемиды Эфесской (рис. 2.1.2), имеющий 105×52 м в плане и колоннами с шагом 18 м (если бы одно из семи чудес света сохранилось бы до наших



Рис. 2.1.1. Преображенская церковь на о. Кижи



Рис. 2.1.2. Модель храма Артемиды Эфесской

дней). Однако, в соответствии с ГОСТ 31937 к уникальным данное здание мы могли бы отнести сразу по двум критериям — при одновременном пребывании в нем более 500 человек пролет и общий строительный объем были бы чуть выше 50 м и 100 тыс. м^3, соответственно.

Кованные металлические конструкции дебаркадера Витебского вокзала в Санкт-Петербурге (инженер Герсон, 1904 г.) — трехпролетные арочно-ферменные конструкции, детали которых соединены заклепками причудливой формы (рис. 2.1.3) — также не являются, ни «уникальными», ни «высотными», ни «большепролетными».

А вот Исаакиевский собор в Санкт-Петербурге (рис. 2.1.4), имеющий высоту 101,5 м, с точки зрения всех указанных выше нормативных документов является уникальным.

Однако, если ко всем рассмотренным выше примерам применить формулировку Градостроительного кодекса, отмененную в 2011 г. (первая строка табл. 2.1.1), то тогда указанные объекты становятся уникальными зданиями — в каждом из них присутствуют конструкции, требующие для проектирования разработки нестандартных методов расчета.

Таким образом, как видно из табл. 2.1.1, не каждое высотное здание является уникальным. К зданиям и сооружениям высотой от 75 до 100 м предъявляются нормы к высотному строительству, а от 100 м — еще и к уникальному.

Таблица 2.1.1.

Понятия уникальных и высотных зданий и сооружений в нормативной и методической литературе

№	Документ	Определение
1	2	3
1	Градостроительный кодекс, [2], статья 48.1, пункт 2	К уникальным объектам относятся объекты капитального строительства (за исключением указанных в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик: 1) высота более чем 100 метров; 2) пролеты более чем 100 метров; 3) наличие консоли более чем 20 метров; 4) заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более чем на 15 метров. В редакции, действующей до 28.11.2011г — в п. 4 вместо 15 м нормировалась глубина всего в 10 м.; — уникальными также считались здания и сооружения с конструкциями и конструкционными системами, в отношении которых применяются нестандартные методы расчета с учетом физических или геометрических нелинейных свойств либо разрабатываются специальные методы расчета
2	ГОСТ 31937—2011, [3]	Уникальное здание (сооружение) — объект капитального строительства, в проектной документации которого предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик: высота более 100 м, пролеты более 100 м, наличие консоли более 20 м, заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки более чем на 15 м, с пролетом более 50 м или со строительным объемом более 100 тыс. $м^3$ и с одновременным пребыванием более 500 человек
3	СП 267.1325800.2016, [4]	Высотное здание — здание, имеющее высоту, определяемую в соответствии с СП 1.13130.2009, [7], более 75 м. Высота здания, согласно [7], определяется высотой расположения верхнего этажа, не считая верхнего технического этажа, а высота расположения этажа определяется разностью отметок поверхности проезда для пожарных машин и нижней границы открывающегося проема (окна) в наружной стене. При отсутствии открывающихся окон (проемов) высота расположения этажа определяется полусуммой отметок пола и потолка этажа. При наличии эксплуатируемого покрытия высота здания определяется по максимальному значению разницы отметок поверхности проездов для пожарных машин и верхней границы ограждений покрытия. Высотный комплекс — группа из двух и более зданий различной высоты (включающая в себя не менее одного высотного здания), взаимосвязанных друг с другом с помощью архитектурно-планировочных приемов (могут иметь общую подземную или стилобатную часть, объединяющие переходы и т. п.)

Продолжение табл. 2.1.1.

1	2	3
4	ТР 182—08, [5]	Высотные здания и сооружения — здания и сооружения высотой свыше 75 м. Уникальные здания и сооружения — объекты, попадающие под категорию уникальных в соответствии с пунктом 2 статьи 48 [2]
5	МРДС 02—08, [6]	Высотные здания и сооружения — высотой более 75 м. Уникальные здания и сооружения — на которые в проектной документации предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик: — использование конструкций и конструктивных систем, требующих применения нестандартных методов расчета, либо разработки специальных методов расчета, либо требующих экспериментальной проверки на физических моделях, а также применяемых на территориях, сейсмичность которых превышает 9 баллов; — высота более 100 м; — пролет более 100 м; — вылет консолей более 20 м; — заглубление подземной части ниже планировочной отметки земли более чем на 10 метров. К уникальным зданиям и сооружениям следует относить, также, зрелищные, спортивные, культовые сооружения, выставочные павильоны, многофункциональные офисные, торгово-развлекательные комплексы и т. п. с максимальным расчетным пребыванием более 1000 человек внутри объекта или более 10000 человек вблизи объекта
	МДС 13—22.2009, [71]	Высотное здание или сооружение — здание или сооружение более 25 этажей и выше 75 м. Уникальные объекты — объекты, в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик [2]: а) высота более 100 м; б) пролеты более 100 м; в) наличие консоли более чем 20 м; г) заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более 10 м; д) наличие конструкций и конструкционных систем с нестандартными методами расчета либо разработка специальных методов расчета

В данном разделе будут рассматриваться вопросы расчета и проектирования только таких конструкций, которые будут являться высотными (или уникальными и высотными одновременно), с точки зрения действующих строительных норм в России.



Рис. 2.1.3. Металлические конструкции дебаркадера Витебского вокзала



Рис. 2.1.4. Исаакиевский собор (Санкт-Петербург)

2.1.2. Специальные технические условия (СТУ)

При проектировании, строительстве и эксплуатации уникальных зданий учета только рекомендаций и требований действующих нормативных документов, как правило, недостаточно. Требуются специальные технические условия, которые разрабатываются проектными институтами и специализированными научными организациями. Специальные технические условия согласуются в установленном порядке в Министерстве строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ, МЧС России и др. инстанциях, в зависимости от специфики конкретных СТУ.

Специальные технические условия (СТУ) это технические нормы, разработанные для конкретного объекта капитального строительства и содержащие дополнительные к нормативным технические требования в области безопасности, отражающие особенности инженерных изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации, а также демонтажа (сноса) объекта. Данный документ также необходим в тех случаях, когда в ходе проектирования невозможно выполнение действующих нормативных требований.

СТУ разрабатываются в соответствии с утвержденным приказом Минстроя России от 15.04.2016 г. № 248/пр [15].

Существует 4 типа СТУ:

1) технические требования, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Технического регламента о безопасности зданий и сооружений [13];
2) технические требования к промышленной безопасности опасных производственных объектов капитального строительства, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [13];
3) технические требования к сейсмической безопасности объектов капитального строительства на территориях сейсмичностью более 9 баллов, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [13];
4) технические требования, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона от 22 июля 2008 года N 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» [72].

Для объектов культурного наследия, опасных, технически сложных и уникальных зданий по [2], а значит, и для высотных зданий и сооружений высотой более 100 м и большепролетных, разрабатываются СТУ первого типа.

Требования СТУ являются приоритетными для проектирования и строительства объектов на территории РФ. При их наличии ими руководствуются в первую очередь, требования других действующих нормативных документов не имеют силы, если они противоречат требованиям СТУ.

При выполнении курсовых и дипломных работ СТУ не разрабатываются и ограничиваются рассмотрением только действующих нормативных документов. Однако реальное проектирование уникальных, в том числе высотных

зданий, начинается именно с разработки СТУ, а также выполнения изыскательских и предпроектных работ.

Контрольные вопросы к разделу 2.1

1. Какой документ является основным с точки зрения юридической трактовки понятий «уникального» и «высотного» зданий и сооружений?
2. На какой нормативный документ следует в первую очередь ориентироваться при проектировании высотных зданий?
3. Какие существуют 4 основных критерия, характеризующие здание либо сооружение как уникальное?
4. Какие вы можете назвать дополнительные критерии, характеризующие уникальное здание?
5. Что такое высотное здание (сооружение) с точки зрения большинства нормативных документов?
6. Что понимается под высотой здания при определении его высотности с точки зрения норм?
7. Чем отличаются понятия «высотное здание», «высотное сооружение», «высотный комплекс»?
8. Любое ли высотное здание является уникальным? Поясните.
9. Какие нормативные документы признают здание с большим строительным объемом как уникальное?
10. Приведите примеры известных вам в вашем (или соседнем) регионе уникальных объектов.
11. Приведите примеры известных вам в вашем (или соседнем) регионе высотных объектов.
12. Для чего нужны специальные технические условия?
13. Объясните, почему объект, который вы проектируете в рамках вашей курсовой работы или дипломного проекта, является высотным. Является ли он уникальным?
14. Какие типы спецтехусловий используются в строительстве?

2.2. ВИДЫ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Несущие конструкции любого здания состоят из взаимосвязанных вертикальных, горизонтальных и наклонных элементов — стержневых (колонны, балки, раскосы и т. д.) и плоскостных (стены, плиты перекрытий и т. д.). В совокупности они образуют систему, которую называют несущим остовом здания. Пространственная неизменяемость обеспечивается системой связей и аутригерными конструкциями.

Аутригер — система перекрестных ферм, опоясывающей фермы по наружным колоннам и вертикальных связей, соединяющих фермы с центральным стволом (стволами). Также аутригер может быть использован для изменения шага внутренних или наружных колонн.

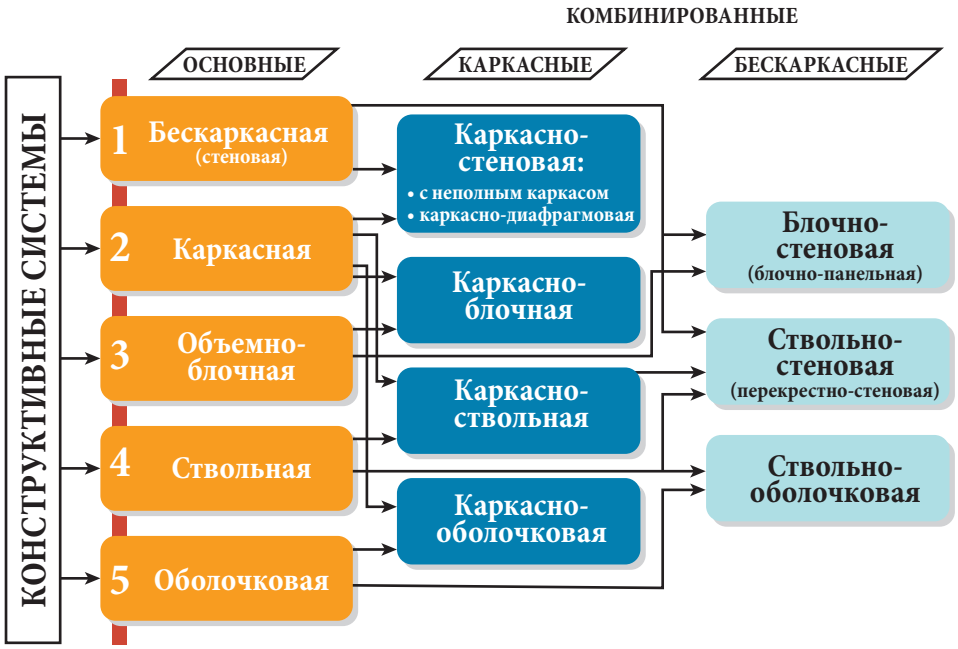


Рис. 2.2.1. Классификация конструктивных схем многоэтажных и высотных зданий

Принципиально существует 5 видов конструктивных схем (рис. 2.2.1) высотных и многоэтажных зданий: бескаркасная стеновая, каркасная, объемно-блочная, ствольная, оболочковая (рис. 2.2.2), из которых с использованием только металлических конструкций может быть реализована только каркасная.

Каркасная схема (рис. 2.2.2*а*) состоит из несущего каркаса и плиты перекрытия, которое опирается непосредственно на каркас. Несущий каркас, в свою очередь, состоит из колонн, балок (ригелей) и связей. В зависимости от жесткости, пространственной неизменяемости, используемых материалов и др., какие-либо из элементов несущего каркаса могут быть исключены.

Известны следующие конструктивные схемы каркасного типа:

- с продольным расположением ригелей;
- с поперечным расположением ригелей;
- с перекрестным расположение ригелей;
- безригельная.

Каркас с продольным расположением ригелей применяют в жилых домах квартирного типа и массовых общественных зданиях сложной планировочной структуры, например, в зданиях школ и в высотных зданиях не применяется.

Каркас с поперечным расположением ригеля может быть применен в многоэтажных и высотных зданиях с регулярной планировочной структурой.

Безригельный (безбалочный) металлический каркас может быть использован в высотных и многоэтажных зданиях с использованием железобетонных перекрытий

Бескаркасные объемно-блочная, ствольная и оболочковая конструктивные схемы представлены на рис. 2.2.2 *б — г*, соответственно, они выполняются

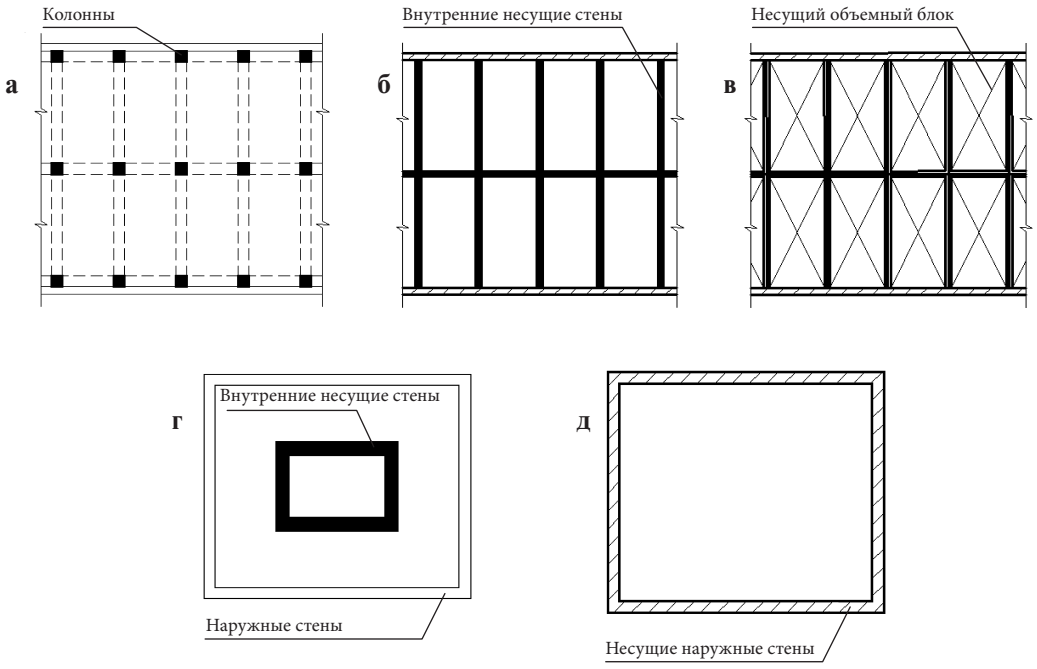


Рис. 2.2.2. Основные типы конструктивных схем: *а*) каркасная (стеновая); *б*) бескаркасная; *в*) объемно-блочная (столбчатая); *г*) ствольная; *д*) оболочковая

из сборного или монолитного железобетона и в металлических конструкциях реализованы быть не могут.

За счет комбинации вышеперечисленных конструктивных схем можно выделить еще 8 видов конструктивных схем: 5 «каркасных» (каркасно-блочная (рис. 2.2.3 *а*); каркасно-стеновая в двух вариантах (рис. 2.2.4 и 2.2.5), каркасно-оболочковая (рис. 2.2.7), и каркасно-ствольная (рис. 2.2.8) и 3 «бескаркасных» (блочно-стеновая (рис. 2.2.3 *б*), ствольно-стеновая (рис. 2.2.3 *в*) и ствольно-оболочковая (рис. 2.2.6)). Каркасно-блочная, блочно-стеновая, ствольно-стеновая конструктивные схемы (рис. 2.2.3 *а — в*), хоть и могут быть

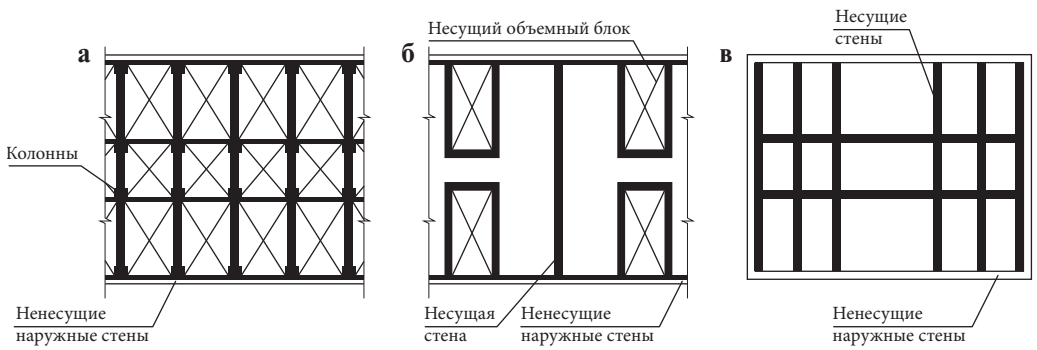


Рис. 2.2.3. Комбинированные типы конструктивных схем: *а*) каркасно-блочная; *б*) блочно-стеновая (блочно-панельная); *в*) ствольно-стеновая (перекрестно-стеновая)

использованы в многоэтажных и высотных зданиях, но реализовать их можно только в сборном или монолитном железобетоне.

Рассмотрим более подробно конструктивные схемы высотных зданий с применением металлических конструкций.

Каркасно-стеновые конструктивные схемы

Система с неполным каркасом (рис. 2.2.4) представляет собой комбинацию несущих стен и каркаса, воспринимающих все вертикальные и горизонтальные нагрузки. Здания каркасно-стеновой конструктивной системы рекомендуется проектировать с безригельным каркасом или с ригельным каркасом, имеющим нежесткие узлы соединения ригелей с колоннами.

Система применяется в двух вариантах: с несущими наружными стенами и внутренним каркасом либо с наружным каркасом и внутренними стенами. Первый вариант использовался при повышенных требованиях к свободе планировочных решений здания, второй — при целесообразности применения ненесущих легких конструкций наружных стен и при проектировании зданий средней и повышенной этажности.

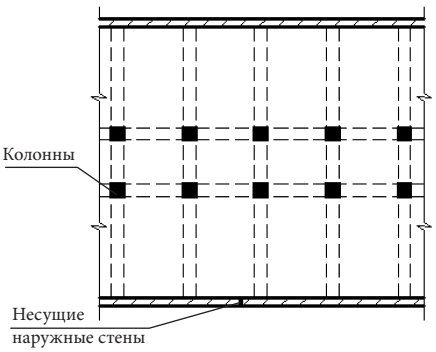


Рис. 2.2.4. Система с неполным каркасом

Каркасно-диафрагмовая система (рис. 2.2.5) основана на разделении статических функций между стеновыми (связевыми) и стержневыми элементами несущих конструкций. На стеновые элементы (вертикальные диафрагмы жесткости) передается большая часть горизонтальных нагрузок и воздействий, на стержневые (каркас) — преимущественно вертикальные нагрузки. Система получила широкое применение в строительстве многоэтажных каркасно-панельных жилых домов в обычных условиях и в сейсмостойком строительстве.

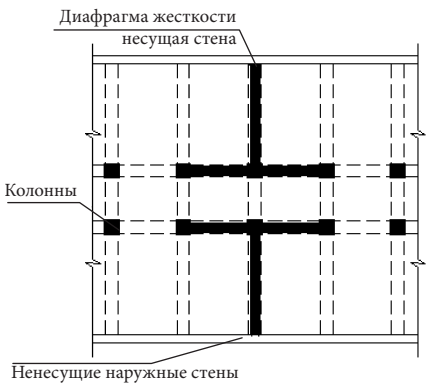


Рис. 2.2.5. Каркасно-диафрагмовая система

Оболочковые системы

Оболочковая конструктивная система основана на принципе восприятия всех горизонтальных нагрузок только наружным стеновым каркасом (рис. 2.2.2 *д*), которая решается обычно в виде жесткой пространственной конструкции (безраскосной или раскосной). Поскольку основная масса несущих конструкций расположена по контуру здания, то это повышает жесткость и несущую способность каркаса. Кроме того, уменьшаются усилия в элементах перекрытий от действия горизонтальных нагрузок.

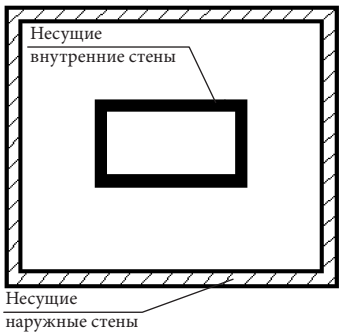


Рис. 2.2.6. Ствольно-оболочковая система

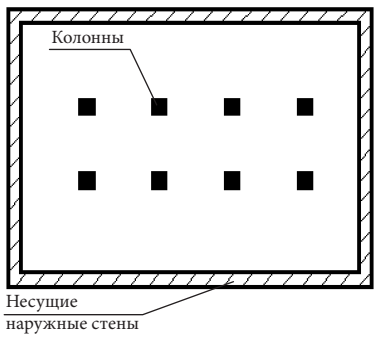


Рис. 2.2.7. Каркасно-оболочковая система

Оболочковые конструктивные системы бывают следующих видов: с решетчатой рамной или раскосной оболочкой, многосекционные решетчатые оболочки, с макроформами.

Ствольно-оболочковая система («труба в трубе» рис. 2.2.6) включает в себя наружную несущую оболочку и несущий ствол внутри здания, работающих совместно на восприятие вертикальных и горизонтальных нагрузок. Совместность перемещений ствола и оболочки обеспечивается горизонтальными несущими конструкциями отдельных ростверковых этажей, расположенных по высоте здания. Система применяется при проектировании высотных зданий. Большинство высотных зданий оболочкового типа построено именно по этой системе.

Наряду с основными и комбинированными системами в проектировании получают применение смешанные конструктивные системы, в которых сочетаются по высоте или протяженности здания двух или нескольких конструктивных систем. Такое решение обычно бывает продиктовано функциональными требованиями.

Например, если требовалось выполнить переход от бескаркасной системы в верхних типовых этажах к каркасной системе на первых этажах, т. е. при необходимости устройства мелкоячеистой планировочной структуры типовых этажей над зальной планировочной структурой в нетиповых. Чаще всего эта необходимость возникает при устройстве крупных магазинов в первых этажах жилых домов.

Каркасно-оболочковая система (рис. 2.2.7) сочетает в себе наружную несущую оболочку здания с внутренним каркасом при работе оболочки на все виды нагрузок и воздействий, а каркаса — преимущественно на вертикальные нагрузки. Совместность горизонтальных перемещений оболочки и каркаса обеспечивается так же, как в зданиях оболочково-ствольной системы. Применяется при проектировании высотных зданий (свыше 200 м).

Каркасно-оболочковые (в т. ч. диагонально-оболочковые) системы более подробно рассмотрены в разделе 2.3.3.

Каркасно-ствольная система

В этом случае (рис. 2.2.8, 2.2.9) вместо диафрагм жесткости применяются пространственные элементы замкнутой формы в плане, называемые стволами. Работа данной системы основана на разделении статических функций между каркасом, воспринимающим вертикальные нагрузки, и стволом, воспринимающим горизонтальные нагрузки и воздействия. Каркасно-ствольная

система может использоваться только в каркасных зданиях связевой и рамно-связевой конструктивных систем. Совместимость горизонтальных перемещений каркаса и ствола обеспечивают горизонтальные аутригеры-ростверки, расположенные через 18—20 этажей.

Применяется при проектировании высотных жилых зданий до 60 этажей. Эта система позволяет получить силуэт здания, при необходимости даже расширяющийся кверху (в виде опрокинутой пирамиды).

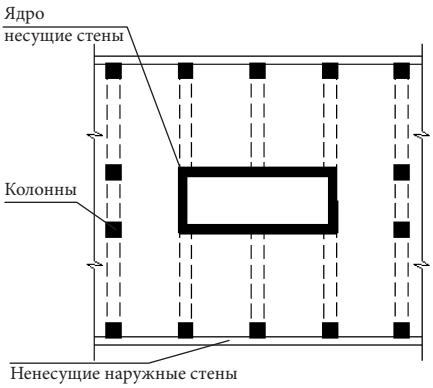
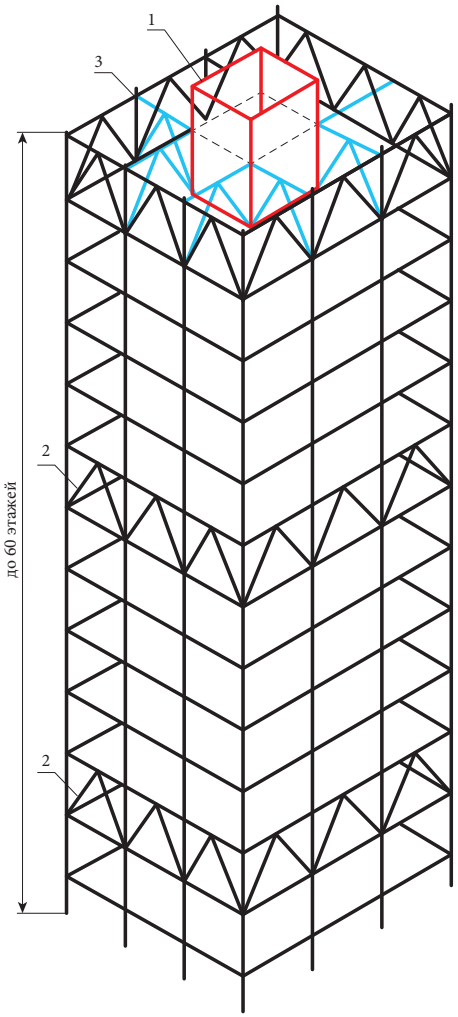


Рис. 2.2.8. Каркасно-ствольная система



1 — несущая стена (ствол, ядро жесткости);
2 — наружные металлические конструкции аутригерного этажа;
3 — внутренние металлические конструкции аутригерного этажа

Рис. 2.2.9. Объемный вид каркасно-ствольной системы

Примером каркасно-ствольной конструктивной схемы служит здание Лахта-центр в Санкт-Петербурге (рис. 2.2.10), которое является на сегодняшний день самым высоким зданием в России и Европе. Жесткость и устойчивость здания обеспечивается совместной работой ядра и 10 металлических колонн по периметру, соединенных между собой аутригерными балками, расположенными в уровне 17—18, 33—34, 49—50, 65—66 этажей. Распределительная плита над 80-м этажом выполняет роль верхнего аутригера здания. Центральное железобетонное ядро является основным элементом, обеспечивающим восприятие горизонтальных нагрузок. Отношение диаметра ядра к высоте здания, составляет около 1/17 и жесткости ядра оказалось недостаточным для выполнения требований норм по горизонтальному отклонению верха здания. Введение аутригерных конструкций позволило уменьшить горизонтальные перемещения верха здания от действия ветровых нагрузок до требуемых нормами.

В работе здания активно участвуют диски перекрытий, которые, вместе с аутригерными балками, обеспечивают совместную пространственную работу основных несущих конструкций здания — колонн и ядра. В связи с закрученной



Рис. 2.2.10 Лахта-центр

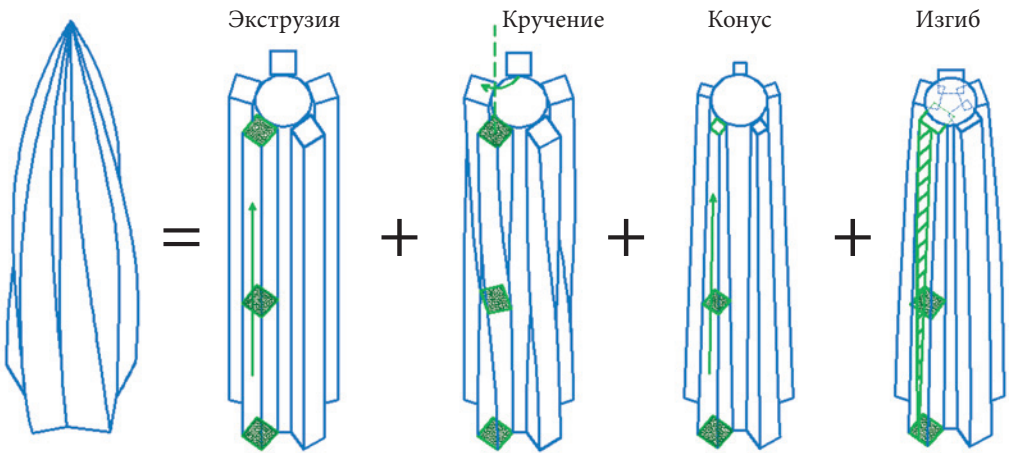


Рис. 2.2.11. Схема образования геометрии высотного здания Лахта-центр

формой здания (рис. 2.2.11) через диски перекрытий осуществляется передача горизонтальной составляющей усилий от изломов осей колонн на ядро здания. Горизонтальные составляющие усилий от изломов осей колонн вызывают в ядре значительные усилия кручения. Принятая в проекте круглая форма ядра здания в наибольшей степени отвечает как архитектурно-планировочным требованиям, так и требованиям расчета, поскольку круглая форма сечения наиболее эффективно работает на кручение.

Колонны здания (рис. 2.2.12) расположены по его периметру, и объединены группами по три штуки в пяти «лепестках», образующих криволинейную форму башни. Для увеличения горизонтальной жесткости здания десять колонн (по две колонны в каждом лепестке) соединены с ядром здания посредством аутригерных балок, расположенных на пяти уровнях по высоте здания. Таким образом, колонны активно включаются в работу на восприятие горизонтальных воздействий на здание.

Включение колонн в работу совместно с аутригерными балками производится на завершающих этапах строительства, после прекращения большей части деформаций центрального ядра здания от ползучести бетона.

Все колонны — сварные, квадратного сечения, габаритом в плане 850 × 850 мм: на нижних этажах до отметки 75 м — сплошные, собранные из листов, сложенных пакетом, а выше отметки 75 м до низа шпиля — коробчатые с толщиной стенки от 50 до 160 мм. Для обеспечения поперечной жесткости сечения коробчатых колонн предусмотрена установка внутренних диафрагм в местах примыкания

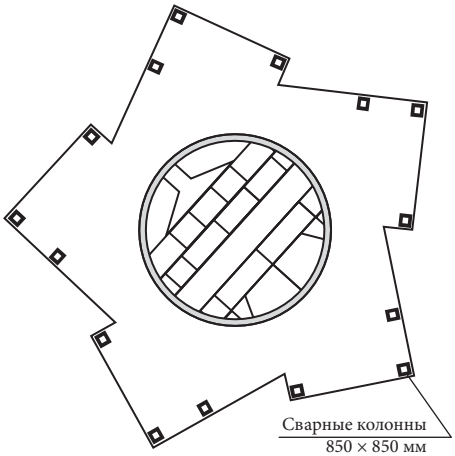


Рис. 2.2.12. Конструктивная схема Лахта-центр

балок межэтажных перекрытий. Для повторения криволинейной геометрической формы здания колонны выполняются прямолинейными участками длиной на 2 этажа, с переломами в уровне верха металлических балок перекрытий.

Основные принципы разработки конструктивной схемы при проектировании высотных зданий

Подводя итог, отметим, что при проектировании высотного здания, как правило, используют следующие виды несущих систем:

1) каркасную (рамную, связевую или рамно-связевую, до 30 этажей, рис. 2.2.13 *а*);
2) каркасно-ствольную (до 46 этажей, рис. 2.2.13 *б*);
3) ствольно-оболочковую (с аутригерными конструкциями — до 60 этажей, рис. 2.2.13 *в*);
4) оболочковую (коробчатую) системы, в т. ч. многосекционные (до 100 этажей и выше, рис. 2.2.13 *г* — *е*).

При выборе конструктивной системы здания, согласно СП 294.1325800 [64], рекомендуется:

5) применять симметричный план здания относительно двух или хотя бы одной оси симметрии; упрощать конструктивную форму здания путем: использования четкой статической и геометрической схемы; создания регулярной (однородной) ее структуры с простыми элементами и сопряжениями;
6) конструктивно выделять элементы, воспринимающие горизонтальную нагрузку (для зданий высотой более 100 м);
7) концентрировать конструкции здания для восприятия горизонтальной нагрузки путем создания внутренних или внешних стволов, или иных систем связей;

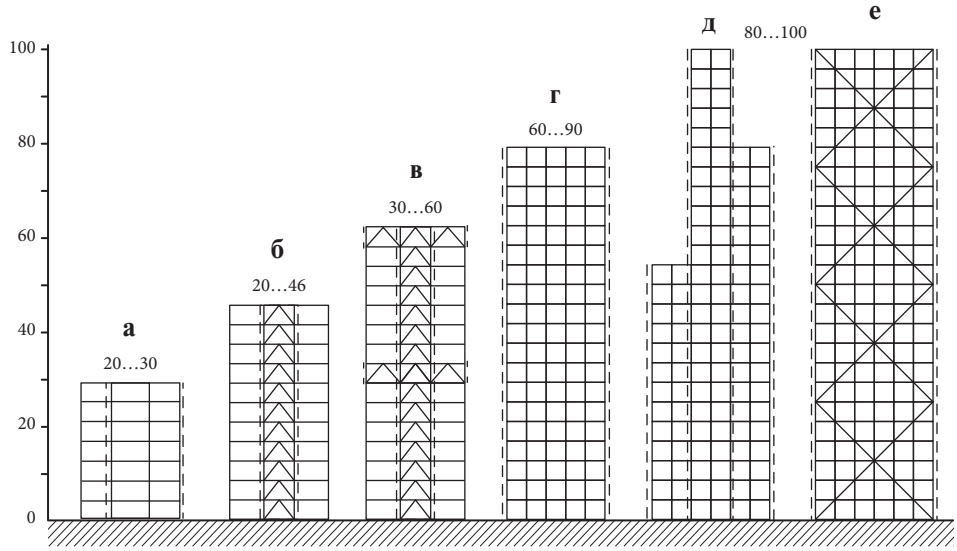


Рис. 2.2.13. Конструктивные системы многоэтажных и высотных зданий в зависимости от этажности (*пунктиром указаны плоскости вертикальных связей*)

8) располагать элементы, воспринимающие горизонтальную нагрузку равномерно в плане здания;
9) определять рациональный шаг основных вертикальных несущих; следует стремиться к тому, чтобы разбивка колонн и балок была с одинаковыми или кратными размерами;
10) поперечные сечения колонн или элементов жесткой арматуры проектировать с применением фасонного и апробированного листового проката из известных и исследованных сталей;
11) располагать в плане центр масс здания таким образом, чтобы иметь минимальный эксцентриситет к центру жесткости фундамента;
12) облегчать конструкции перекрытий за счет обеспечения совместной работы плит и стальных балок;
13) снижать вертикальные нагрузки за счет применения современных материалов для перекрытий, перегородок, светопрозрачных и фасадных конструкций;
14) использовать легкие навесные наружные стеновые ограждения (полносборные или собираемые на площадке из элементов заводского изготовления).

Повышение пространственной жесткости конструктивных систем многоэтажных и высотных зданий обеспечивается применением:

1) развитых в плане и симметрично расположенных вертикальных связей и стволов жесткости;
2) коробчатых конструктивных систем или систем «труба в трубе» с часто установленными стальными колоннами вдоль наружных стен здания (для зданий высотой более 100 м);
3) конструктивных систем с регулярным расположением несущих конструкций в плане и по высоте здания;
4) жестких узловых сопряжений между несущими конструкциями;
5) аутригерных конструкций.

Контрольные вопросы к разделу 2.2

1. Что такое несущий остов здания?
2. Перечислите 5 типов конструктивных систем зданий.
3. Назовите основные типы систем зданий каркасного типа.
4. Назовите основные типы комбинированных каркасных систем.
5. Какие конструктивные схемы могут быть реализованы в высотных зданиях?
6. Какие конструктивные схемы могут быть реализованы в металлическом каркасе зданий?
7. Что такое оболочковая система?
8. Какие виды оболочковых систем вы знаете?
9. Из каких конструктивных элементов состоит каркасно-ствольная система?
10. Какие конструктивные схемы не могут быть применены к металлическому каркасу?
11. Где применяются аутригерные конструкции? Какова их функция?
12. Какое здание по состоянию на 2019 г. является самым высоким в Европе? Какая у него конструктивная схема?

13. С помощью каких конструктивных схем можно построить наиболее высокие здания в металлическом каркасе?
14. Какие факторы влияют на выбор конструктивной схемы высотного здания?
15. Какие конструктивные мероприятия способствуют повышению пространственной жесткости конструктивной схемы?
16. Какое максимальное количество этажей, согласно рекомендаций норм, может быть в ствольно-оболочковой системе, реализованной в металлическом каркасе?
17. Какое максимальное количество этажей, согласно рекомендаций норм, может быть в каркасно-ствольной системе, реализованной в металлическом каркасе?
18. Перечислите основные несущие элементы многоэтажного или высотного здания.

2.3. ПРИМЕНЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ В ВЫСОТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

2.3.1. Металлические конструкции в несущем каркасе высотных зданий

Одним из первых в мире зданий с металлическим каркасом было построено в Нью-Йорке в начале XX века высотой всего 11 этажей, хотя по современным меркам и не является сейчас высотным. Впоследствии в Штатах один за другим начали появляться небоскребы. В России же одним из первых зданий с металлическим каркасом является 36-этажное здание МГУ на Воробьевых горах, построенное в 1949 г.

Основными несущими элементами многоэтажного или высотного здания, проектируемого с применением стальных конструкций, являются:

а) колонны, воспринимающие всю или большую часть вертикальной нагрузки на здание;

б) система вертикальных связей в виде отдельных плоских связей или в виде пространственных ядер жесткости;

в) балки перекрытий;

г) перекрытия;

д) аутригерные конструкции.

Требования к маркам стали. Группы стальных конструкций

Сечения несущих конструкций каркаса высотного здания зависит от применяемой стали. Более прочные стали дороже, чем стали обычной прочности. Не всегда использование дешевой стали обычной прочности (например, С245) ведет к проектированию более дешевой и менее металлоемкой конструкции. В общем случае увеличение прочности стали ведет к снижению массы конструкции и ее итоговая стоимость может оказаться ниже. Кроме этого, снижается нагрузка на фундамент и динамические нагрузки. Однако использование

высокопрочных сталей не оправданно для элементов, сечение которых подбирается из условия устойчивости.

Для строительства высотных зданий и сооружений есть некоторые особенности выбора марки стали, которая зависит от группы стальной конструкции. Группы стальных конструкций описаны в приложении В СП 16.13330.2017, [17]. Для зданий высотой более 100 м номер группы конструкций для групп 2—4 (приложение В СП 16.13330.2017 [17]) уменьшают на единицу.

При этом, согласно СП 294.1325800, [67], для колонн рекомендуется принимать стали, не менее:

а) повышенной и высокой прочности (С390, С440) для нижних этажей;

б) низколегированные стали (С345) для среднего уровня здания;

в) стали обычной прочности (С255) для верхних этажей здания.

При использовании в конструкциях зданий стали и материалов соединений, не имеющих аналогов в соответствующих разделах СП 16.13330, [17], требования к ним следует определять в рамках научно-технического сопровождения проектирования здания с разработкой специальных технических условий, о которых ранее говорилось в разделе 2.1.2.

Требования к сечениям элементов и их монтажным стыкам

Колонны — одни из наиболее важных конструктивных элементов высотного здания, и выбор рациональной формы поперечного сечения, разрезка на элементы по высоте и прочие факторы могут положительно повлиять на общую металлоемкость здания в целом, простоту узлов примыкания балок, удобство и скорость изготовления и монтажа конструкций. Так как общая масса колонн может составлять до 60% общей массы здания, окончательное решение о конструкции колонн должно приниматься после всестороннего анализа следующих конструктивных и экономических факторов:

а) минимальный расход стали и минимальная занимаемая площадь на этаже;

б) минимальная трудоемкость изготовления;

в) максимально возможная типизация поперечных сечений колонн в пределах проектируемого здания;

г) простые узлы стыковки колонн по высоте, а также узлы изменения поперечного сечения;

д) простые узлы примыкания балок и связей к колоннам.

Конструкции колонн проектируют прокатными или составными из листов в виде двутавров, коробчатых сечений, крестовых или сплошных прямоугольных сечений из листа. Замкнутых (коробчатых, в том числе из двутавров) и крестовых поперечных сечений следует избегать, как наиболее трудоемких в изготовлении, сложных при сборке стыков колонн по высоте, а также при выполнении примыканий горизонтальных конструкций.

На рис. 2.3.1 приведены основные типичные поперечные сечения колонн многоэтажных и высотных зданий: сплошное (*а*), составные коробчатые (*б*, *е*), двутавровые (*в*, *ж*) и крестовые (*г*, *и*), прокатные двутавровые (*д*), которые могут быть усилены дополнительными листами.

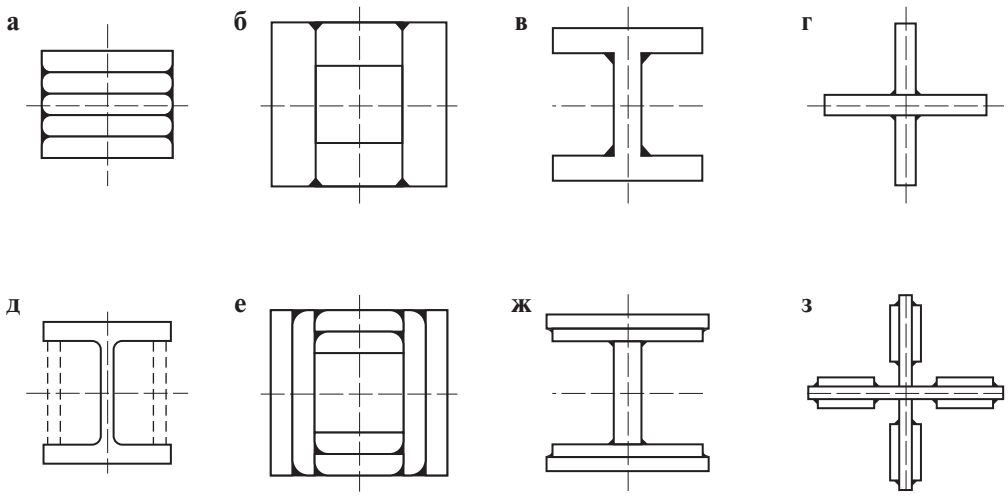


Рис. 2.3.1. Поперечные сечения колонн

Поперечные сечения двутавровых колонн следует выбирать таким образом, чтобы внутреннее расстояние между полками соединяемых двутавров было одинаковым по всей высоте здания. Конструкции монтажных стыков проектируют на сварке или болтах (рис. 2.3.2).

Размеры сечений колонн, толщину стен диафрагм и ядер жесткости допускается принимать переменными по высоте здания. Гибкость стальных элементов не должна превышать 80.

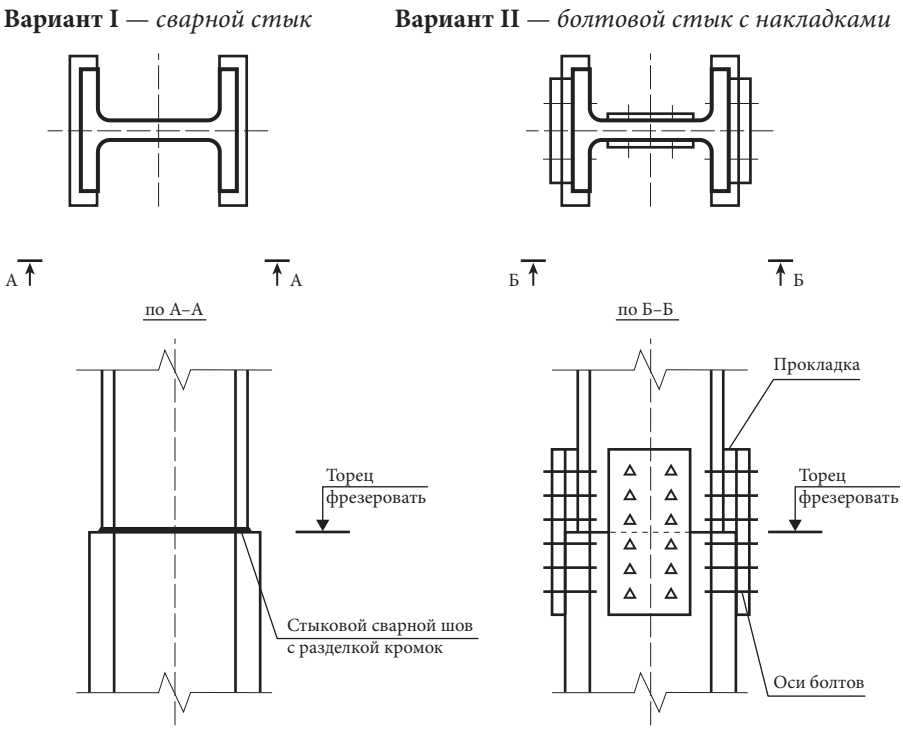


Рис. 2.3.2. Примеры проектирования стыка колонн по высоте

Внутри замкнутых составных сечений следует предусматривать размещение диафрагм с шагом не более 40*i*, где *i* — радиус инерции сечения.

Монтажные стыки колонн, а также сопряжение стальных колонн с опорными плитами следует выполнять с фрезерованными торцами со сварным стыковым соединением или на фиксирующих накладках (на сварке или болтах).

В зависимости от массы отправочного элемента (не более 15 т) стыки колонн размещают через один-два этажа (наиболее тяжелые колонны в уровне нижних этажей). Ось стыка располагают на высоте 800—1000 мм от уровня верха перекрытия. При проектировании сварных соединений наличие лобовых швов не допускается.

Монтаж производится стреловыми кранами большой грузоподъемности на автомобильном шасси. Колонны, расположенные выше, монтируются переставными башенными кранами, установленными в ядре жесткости.

При проектировании стыков стальных колонн следует учитывать возможную перемену знака продольного усилия при локальном разрушении конструкций. Усилие растяжения (при его наличии) следует определять по правилам расчета конструкций на особое сочетание при чрезвычайной ситуации. Болтовое или сварное соединение элементов колонн следует рассчитывать отдельно на два вида условных нагрузок (кроме основного и особого сочетания): *а*) на усилие растяжения, равное 25% сжимающего усилия в стыке при основном сочетании; *б*) на поперечную силу, равную 2% сжимающего усилия в стыке при основном сочетании (независимо, вдоль обеих главных осей поперечного сечения).

В актуальном сортаменте горячекатаных двутавров ГОСТ Р 57837—2017 [12] реализовано несколько технологических решений для строительства многоэтажных зданий. Линейка колонных и широкополочных профилей расширена, при этом высота стенки двутавров одного номера (например, 30Ш1, 30Ш6, 30К1, 30К21) остается постоянной, рис. 2.3.3. Это существенно облегчает проектирование узловых соединений в местах изменения сечений элементов конструкций.

При использовании сталей повышенной и высокой прочности (С390, С440) колонны многоэтажных зданий можно проектировать, используя одну линейку двутавров типа «К» или «Ш» для каждого ряда колонн. Выполнение данного условия позволяет выполнить унификацию значительной части элементов и узловых соединений металлических конструкций каркаса здания (рис. 2.3.4). Вследствие незначительного изменения внешнего габарита ствола колонн архитектор может использовать одно планировочное решение для всех этажей.

Стальные балки перекрытий проектируют из прокатных двутавров с параллельными гранями полок или в виде сварных двутавров и коробчатых сечений. Для унификации также используют усиленную пояснными листами сварную или прокатную балку.

Также в ГОСТ Р 57837—2017 расширен сортамент профилей «Б» и «Ш» с толстыми стенками и полками. Их наличие в сортаментном ряде позволяет использовать их в конструкциях перекрытий, где основным критерием выбора типа поперечного сечения является минимальная строительная высота.

Для перекрытий с несъемной опалубкой из стального листа следует применять профили, имеющие конструктивные элементы (выштамповки)

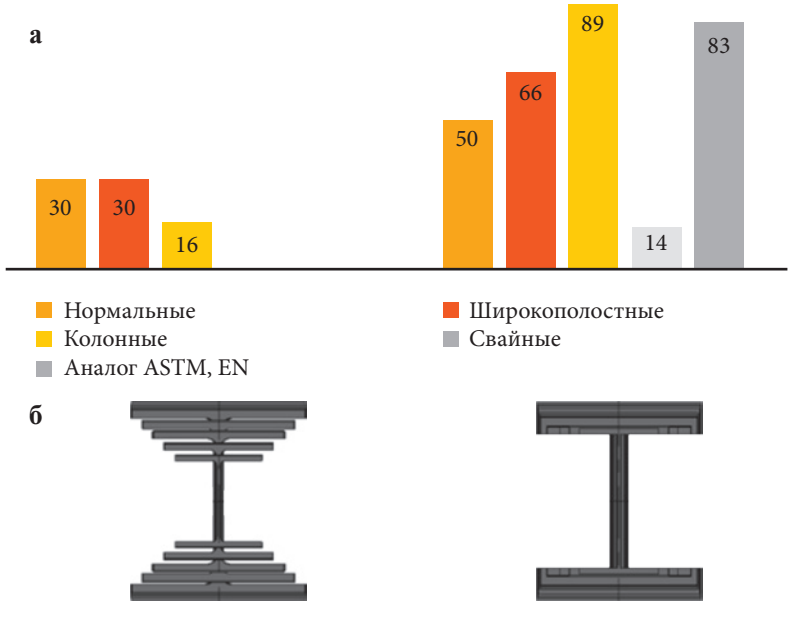


Рис. 2.3.3. Преимущества ГОСТ Р 57837—2017: *а*) сравнение линейки профилей СТО АСЧМ 20—93 и ГОСТ Р 57837—2017; *б*) сравнение конфигурации профилей СТО АСЧМ 20—93 и ГОСТ Р 57837—2017

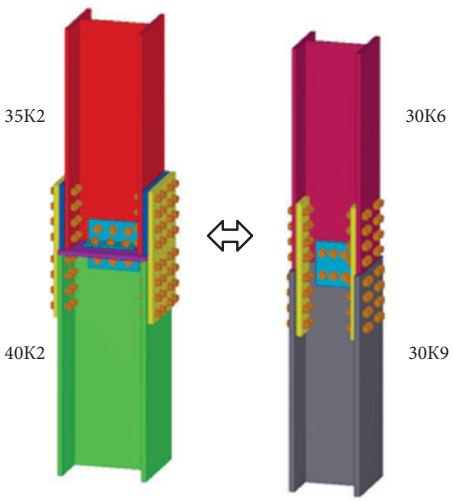


Рис. 2.3.4. Пример оптимизации компоновки узла стыка колонн по высоте

для увеличения степени сцепления металла с бетоном, либо без выштамповок. Для изготовления профилей стального настила перекрытий с несъемной опалубкой применяется рулонная сталь для холодного профилирования по ГОСТ 14918 и ГОСТ Р 52246| Толщина стали для профилированного настила — от 0,7 до 1,5 мм, предел текучести стали — от 230 до 350 МПа, относительное удлинение при разрыве — от 16 до 22%. Расчет перекрытий с выштамповками следует выполнять в соответствии с правилами проектирования сталежелезобетонных конструкций.

Болтовые и сварные соединения

Болтовые соединения стальных конструкций (стыки колонн, балок, узлы сопряжения балка-колонна, балка-балка) следует проектировать в виде фрикционных с контролируемым натяжением болтов. Болты следует принимать в соответствии с ГОСТ Р 52643, ГОСТ Р 52644 класса прочности не менее 8.8

(рекомендуется 10,9) исполнения ХЛ с гайками класса прочности не менее 8 (рекомендуется 10 для зданий высотой более 100 м — не менее 10) и шайбами. Монтажные узлы, выполняемые на строительной площадке в настоящее время чаще всего проектируются болтовыми. Сварные соединения широко используются на заводах при изготовлении металлических конструкций. При выполнении сварных соединений необходимо строго соблюдать технологию сварки, контролировать применяемые сварочные материалы, температурный режим, следить за качеством сварных швов.

Мероприятия по учету разницы деформирования ядра и колонн здания

Для выравнивания величин деформаций металлических колонн по периметру здания и деформаций центрального железобетонного ядра с учетом ползучести и усадки бетона ядра, а также с учетом большей осадки основания под ядром здания, перекрытия должны выполняться со строительным подъемом от контура здания к центральному ядру. Приблизительная величина строительного подъема определяется расчетом и может составлять до 30 миллиметров для верхних этажей здания.

2.3.2. Проектирование аутригерных систем в высотных зданиях

Значительное влияние на работу высотного здания или сооружения оказывает горизонтальная ветровая или сейсмическая нагрузки. Горизонтальные нагрузки могут вызывать различные виды деформации здания (рис. 2.3.5).

Для повышения жесткости здания в целом и повышения сопротивлению горизонтальным воздействиям в высотном здании необходимо предусматривать элементы повышенной жесткости — ядра жесткости, стены-диафрагмы жесткости и так называемые «аутригерные этажи».

В многоэтажных зданиях для обеспечения устойчивости здания на сопротивление горизонтальным нагрузкам используют решение с центральным ядром жесткости, как правило, монолитным железобетонным, куда входят шахты лестнично-лифтового узла и технические шахты инженерных коммуникаций. Если жесткости ядра недостаточно, то дополнительно устраивают диафрагмы жесткости, расположение и количество которых определяется по результатам расчета и зависит от формы сечения здания в плане, этажности, изгибной жесткости здания. Этот же принцип проектирования каркаса используется и при строительстве высотных зданий. Как показали многочисленные исследования и опыт строительства небоскребов такое решение, обеспечивая достаточное сопротивление сдвигу и скручиванию, не является достаточным для противодействия опрокидыванию.

Причина в том, что с увеличением высоты здания соотношение высоты к размеру в плане у высотных зданий достигает 10 и более. С увеличением высоты появляется необходимость увеличивать и размер жесткости ядра, и количество стен-диафрагм, но сделать это не всегда возможно. Особенно остро эта проблема стоит в жилых высотных зданиях с относительно компактными в плане ядрами жесткости. В офисных зданиях ядро имеет увеличенный размер из-за большого числа шахт, предназначенных для лифтов и инженерных

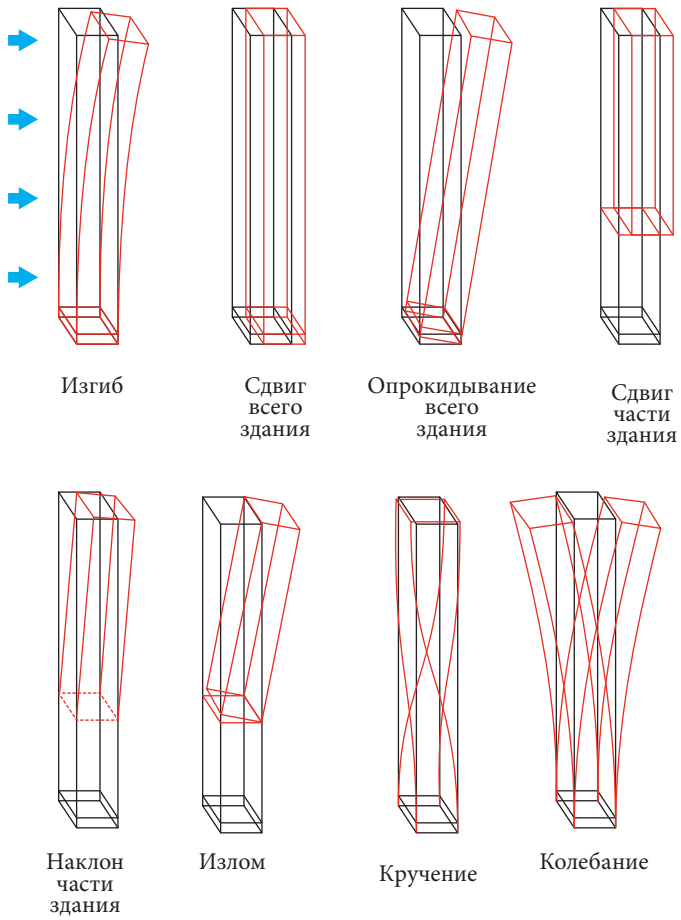


Рис. 2.3.5 Основные деформации высотных зданий под горизонтальной нагрузкой [24]

коммуникаций. С другой стороны, в таких зданиях необходимо обеспечить максимум естественного освещения, разместив помещения по периметру здания, и появления глухих стен диафрагм нежелательно. Повысить жесткость здания можно за счет увеличения толщины стен ядра жесткости и диафрагм, но это ведет к проблемам при бетонировании и к сокращению полезной площади. Для решения задачи повышения горизонтальной жесткости совместно с ядром жесткости используется аутригерная система.

Аутригер (*англ.* Outrigger) в переводе с английского обозначает «выносная опора, выносной элемент». Выносные опоры активно применяются в конструкциях различной спецтехники для монтажа, будь то автокран, автовышка. Они повышают устойчивость автокрана при проведении монтажных работ и предотвращают его опрокидывание. Логичным продолжением было внедрение принципа выносных опор и в само высотное строительство, сохраняя основной принцип аутригеров — дополнительный элемент жесткости, который увеличивает жесткость основной конструкций и предотвращает ее опрокидывание.

Аутригерная система представляет собой систему, состоящую из колонн, расположенных по наружному контуру здания, и аутригеров (элементов или конструкций), обеспечивающих совместную работу данных колонн и центрального ядра жесткости здания. Непосредственно сам аутригер представляет собой ферму или стену-диафрагму, которая обеспечивает совместную работу ядра жесткости и внешних колонн.

Цель применения аутригерной системы состоит в повышении пространственной жесткости здания за счет перераспределения горизонтальной нагрузки с ядра жесткости на колонны, за счет уменьшения скручивания ядра жесткости здания. Использование аутригеров уменьшают горизонтальные перемещения здания за счет включения в работу на восприятие опрокидывающего момента колонн здания совместно с ядром жесткости. При этом часть продольной нагрузки (растяжение в наветренных и сжатие в подветренных колоннах) передается с колонн на ядро жесткости [25]. Таким образом, колонны в такой конструктивной системе в зависимости от направления ветра работают поочередно на сжатие и на растяжение, сечения таких колонн должны проходить проверку и на сжатие, и на растяжение, особенно это важно для колонн, выполненных из железобетона. Аутригеры также перераспределяют нагрузку между центральным ядром и колоннами при неравномерных деформациях материала, усадке или изменении его размеров при колебаниях температур [26].

Различают обычные или виртуальные аутригеры. Последние представляют собой опоясывающие ферменные конструкции, которые совместно диафрагмами потолочных перекрытий, расположенными вровень с верхним и нижним уровнем опоясывающей ферменной конструкции, осуществляют взаимодействие наружных колонн и ядра. Виртуальные аутригеры применяют при проектировании в уникальных общественных и производственных зданиях помещений с большим количеством свободной площади и минимальным количеством вертикальных элементов. Встречаются конструктивные решения, которые объединяют оба типа аутригеров в одном решении.

Основным при проектировании аутригеров является определение места их положения по высоте здания (рис. 2.3.6) и необходимое количество, а также

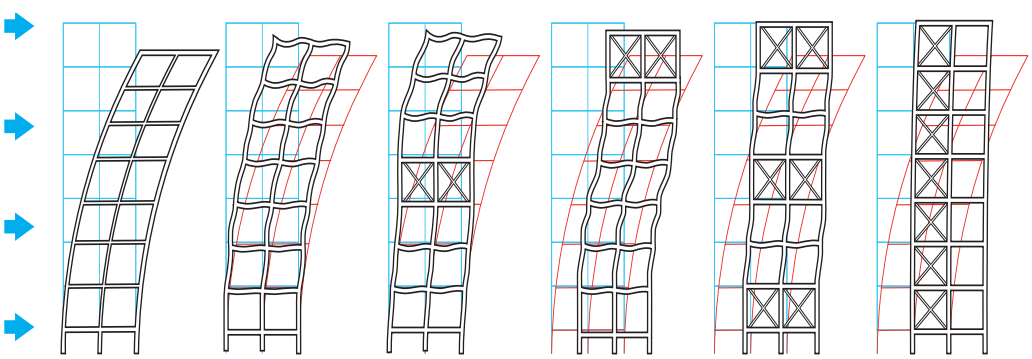


Рис. 2.3.6 Влияние расположения этажей жесткости на перемещения высотного здания [24]



Рис. 2.3.7. Аутригерный этаж L34 «Лахта-центр» изнутри

типа аутригера — обычный или виртуальный и его материал — сталь или сталежелезобетон.

Аутригерные конструкции рационально применять для зданий высотой более 100 м (от 30 этажей и выше). Рекомендации по размещению аутригеров приведены в [64]. Влияние расположение аутригерного этажа на величину горизонтальных перемещений рассмотрено в работах [24, 26].

Как правило, жилых или офисных помещений в аутригерном этаже не располагают, а размещают обслуживающие и вспомогательные помещения, инженерное оборудование и коммуникации. В зависимости от архитектурного облика здания аутригерные этажи либо видны на фасаде, либо скрыты. Современные инженерные решения позволяют сделать так, чтобы аутригеры были практически незаметны на фасаде. Если высота технического этажа, на котором предполагается размещение аутригера менее 4 м, при проектировании наиболее удобен вариант аутригера с перфорированной балкой-стенкой высотой, равной высоте этажа или безраскосной фермой Виренделя.

Рассмотрим несколько практических примеров аутригерных систем.

В 374-метровом небоскребе «Восток» (комплекс «Федерация», Москва-Сити) на высоте 120-ти метров смонтирована стальная рама размером с пятиэтажный дом. Всего на «Востоке» создано четыре аутригерных этажа — с 32 по 36, с 46 по 50, с 60 по 64 и с 89 по 93. Все металлические колонны в конструкции этих этажей объединены сплошной железобетонной 70-сантиметровой плитой.

Горизонтальную жесткость небоскреба «Лахта-центр» г. Санкт-Петербург, 2018 г. (рис. 2.2.10—2.2.12 в предыдущем разделе) и его сопротивление возможному прогрессирующему обрушению обеспечивают аутригерные этажи. В башне «Лахта-центра» запроектировано пять аутригеров, из которых четыре имеют вид сдвоенных этажей и располагаются через каждые 14 этажей, а пятый — в виде полутораметровой бетонной плиты. Конструкции аутригерных систем — композитные: высокопрочная сталь обетонирована высокопрочным бетоном (рис. 2.3.7). Колонны аутригерной системы строго вертикальные в отличие от колонн по периметру здания «Лахта-центр», которые имеют поворот и наклон для создания специфической архитектурной формы. Аутригеры фиксируют закручивание и наклон, создавая зону жесткости. Благодаря аутригерным этажам, башня разделена на пять отдельных отсеков с точки зрения инженерных систем и пожарной безопасности. Каждый участок в 14 этажей между двумя аутригерными техническими поясами представляет индивидуальный инженерный и пожарный отсек. По внешнему облику башни сложно догадаться о технических решениях, связанных с аутригерами. Аутригеров не видно снаружи, аутригерные зоны используются, как технические этажи.

Многие высотные здания возводятся в сейсмически опасных районах. Раньше для гашения колебаний в таких зданиях применяли демпферные системы (или настроенные амортизаторы массы), позднее их стали заменять на аутригерные системы, в последних решениях прослеживается сочетание лучших свойств аутригеров и демпферов.

Демпфер пятисотметрового небоскреба Тайбэй 101 — шар весом в 728 тонн — гасит колебания башни, даже при скорости ветра свыше 200 км/час.

В комплексе Raffles City Chongqing компании ARUP была применена новая смешанная система. Отель Raffles City Chongqing расположен в самом центре города, напротив перекрестка рек Янцзы и Цзялин (рис. 2.3.8*а*). Проектировщиками комплекса было принято техническое решение из 4 угловых колон, соединенных с центральной стеной ядра через раскосные аутригеры и ферменные конструкции пояса с формированием структурной рамной системы.

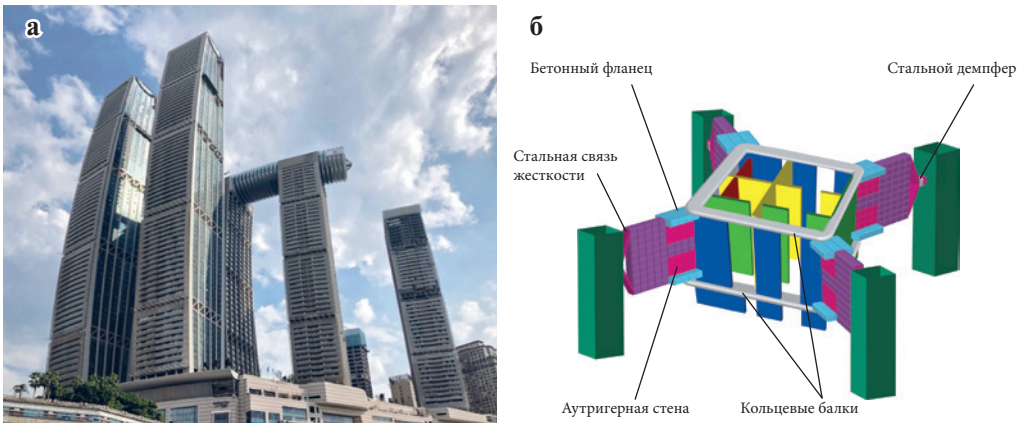


Рис. 2.3.8. Примеры использования аутригерных систем: *а*) комплекс Raffles City Chongqing; *б*) конструкция аутригерного этажа комплекса Raffles City Chongqing

Суть решения — стальная ферма встроена в стену аутригера, и используется демпфер, соединяющий несущую колонну и аутригерную систему, чтобы повысить целостность конструкции и способность противостоять сейсмической нагрузке (рис. 2.3.8*б*). Эта система может быть использована для строительства зданий высотой более 300 м.

2.3.3. Оболочковые системы металлического каркаса

Повышение пространственной устойчивости и жесткости здания на стальном каркасе достигается использованием системы вертикальных и горизонтальных связей (рис. 2.3.9 *а*), вводом в конструктивную систему здания аутригерных этажей (рис. 2.3.9 *б*). В основе этих решений лежит принцип изменения характера сопротивления элементов каркаса горизонтальным нагрузкам с изгибного на осевое и использование для этого наклонных элементов. Реализацией этого принципа не в виде отдельных конструктивных элементов, а в виде конструктивной системы целого здания является оболочечный каркас (рис. 2.3.9*в*), дальнейшим развитием которого стал каркас на основе диагонально-сетчатой оболочки (рис. 2.3.9 *г*).

Наряду с конструктивными, инженерам приходится решать и архитектурные задачи. Применение в проектах зданий диагональных сетчатых оболочек (ДСО) позволяет усложнять форму здания во всех направлениях и достигать больших высот зданий и сооружений.

Диагональная сетчатая оболочка (*diagrid structures*) представляет собой несущую строительную конструкцию из диагональных перекрестных стальных элементов. При помощи ДСО можно создать здания любой непрямолинейной геометрической формы.

В каркасе ДСО колонны по периметру здания заменяются наклонными элементами, образующими систему с характерным ромбовидным «узором».

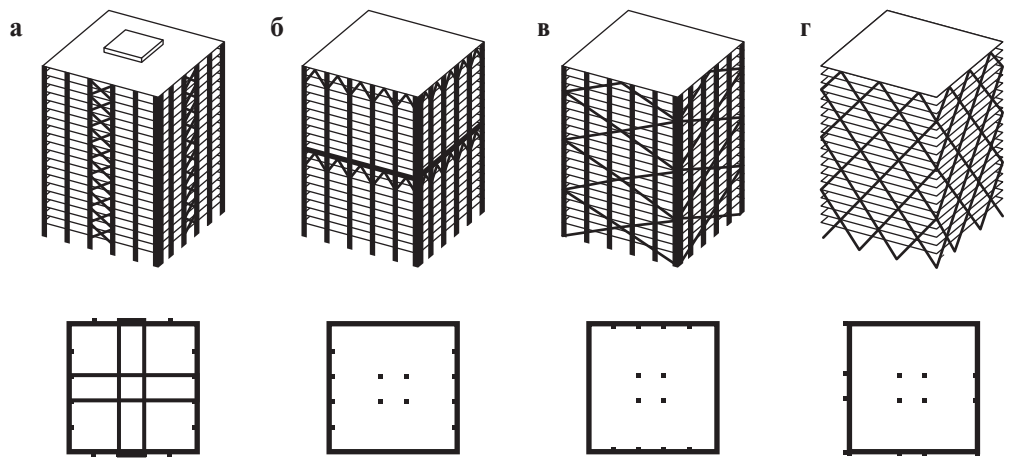


Рис. 2.3.9. Типы металлических каркасов зданий:
а — каркас со связевой системой; *б* — каркас с этажами жесткости; *в* — оболочковый каркас; *г* — диагонально-сетчатая оболочка

При этом внутренние вертикальные несущие элементы практические не требуются, а вертикальные нагрузки могут воспринимать балки или фермы, которые передают их на наружную оболочку, что позволяет эффективно использовать внутреннее пространство и создавать большие помещения свободные от вертикальных несущих элементов. Таким образом, в зданиях на стальном каркасе можно создать оболочковую конструктивную схему как на рис. 2.2.2 *д*, только функцию наружной стены будет выполнять стальной сетчатый каркас из диагональных элементов (диагонально-сетчатый каркас), как правило, с остеклением.

ДСО хорошо воспринимают как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки без традиционного ядра жесткости за счет триангуляции элементов и эффективного распределения материала, что позволяет использовать их для создания высотных и уникальных зданий.

Прототипом ДСО являются стальные сетчатые гиперболоидные оболочки выдающегося российского инженера Владимира Шухова. Первым таким сооружением стала водонапорная башня для Всероссийской промышленной и художественной выставки в Нижнем Новгороде 1896 года. Для конструкции башни были применены гиперболические параболоиды, что позволило снизить металлоемкость башни и повысить ее несущую способность. Общая высота башни составила 37 метров. Высота гиперболоидной оболочки башни (без учета высот фундамента, резервуара и надстройки для обозрения) — 25,2 метра. Диаметр нижнего кольца 10,9 м, верхнего — 4,2 метра. Башня сохранилась до наших дней в селе Полибино, куда ее перенес меценат Ю. С. Нечаев-Мальцов после окончания выставки в 1896 году (рис. 2.3.10 *а*).

Позднее Владимир Шухов начинает экспериментировать с конструкциями, состоящими из секций гиперболоидов, соединенных между собой стальными натяжными кольцами, что стало прообразом модулей оболочковых систем. Эта концепция была реализована в следующем значимом проекте с использованием сетчатых оболочек — радиобашне на Шаболовке в Москве (рис. 2.3.10 *б*). По первоначальным задумкам и предварительному проекту, разработанному в 1919 году, высота башни должна была составлять 350 метров при расчетной массе в 2400 тонн. Однако, из-за тяжелой политической и экономической ситуации в стране проект был пересмотрен: итоговая высота сооружения составила 160 метров, а масса — 240 тонн. Обе башни Шухова включены в список объектов культурного наследия РФ [65].

По проектам Владимира Шухова за всю его жизнь было построено свыше 200 башен с использованием гиперболоидных сетчатых оболочек. Несмотря на это, первые проекты с использованием сетчатых металлических оболочек в качестве основного несущего каркаса зданий стали реализоваться только спустя несколько десятилетий после смерти великого инженера.

Непосредственно первым современным зданием, в котором функцию наружной стены выполнял диагонально-сетчатый каркас, стал IBM Building, Питтсбург, США (Curtis and Davis Architects, Leslie E. Robertson Associates) (рис. 2.3.11), реализованный к концу 1963 года. По высоте здание было поделено на 13 модулей, соответствующих высоте одного этажа, при этом вес



Рис. 2.3.10. Сетчатые оболочки В. Шухова:
а) Башня в селе Полибино; *б*) Башня на Шаболовке в г. Москва

здания и воспринимаемые им нагрузки приходят на фундамент лишь в 8 точках, что возможно за счет использования диагональных элементов.

Новый толчок к развитию ДСО получили благодаря английскому архитектору Норману Фостеру. С начала XXI века его архитектурное бюро «Foster and Partners» стало активно использовать диагональные оболочки для своих проектов, первым из которых стало здание «London City Hall» (рис. 2.3.12). Оболочковая система эффективно обеспечила необходимую сложную форму здания, восприняв при этом весь вес стеклянного ограждения.

Следующими проектами Нормана Фостера с использованием ДСО стали широко известный и любимый фотографами и туристами небоскреб «Сент-Мэри Экс 30», Лондон, (рис. 2.3.13) и реновация здания «Херст Тауэр», Нью-Йорк (рис. 2.3.14). Использование ДСО в данных зданиях обеспечило низкую металлоемкость и хорошее сопротивление ветровым нагрузкам.

После этого ДСО стали активно применяться по всему миру для строительства высотных зданий, имеющих сложную форму. За период 2008—2012 гг. были возведены Vivaldi Tower, SIPG Tower, Tornado Tower (рис. 2.3.15), Guangzhou IFC, Al Dar Headquarters, Capital Gate (рис. 2.3.16), CCTV, Doha Tower и другие.

Следует отметить, что ДСО неэффективны при строительстве зданий высотой до 50 м. Высотные здания воспринимают повышенные горизонтальные



Рис. 2.3.11. IBM Building (Питтсбург, США)



Рис. 2.3.12. London City Hall (Лондон, Англия)



Рис. 2.3.13. St. Mary Axe (Лондон, Англия)



Рис. 2.3.14. Hearst Magazine Tower (Нью-Йорк, США)



Рис. 2.3.15. Tornado Tower (Доха, Катар)



Рис. 2.3.16. Capital Gate (Абу-Даби, ОАЭ)

нагрузки из-за ветра и потенциальной сейсмической активности. Сетчатая оболочка высотного здания должна работать как вертикальная консольная балка и быть очень жесткой, т. е. конструктивная система высотного здания должна противостоять высоким значениям момента у основания. Для конструкции ДСО высотного здания характерно, что сечение, длина и наклон диагональных элементов будут меняться по высоте здания. Изменение сечения элементов каркаса по высоте здания с ДСО позволяет уменьшить расход стали.

Триангуляция каркаса обеспечивает высокую устойчивость диагональных конструктивных элементов, множество вариантов распределения нагрузки и снижение возможности разрушения за счет многократной статической неопределимости; широкую вариативность сетки наклонных элементов. С точки зрения архитектуры здания на основе ДСО имеют выразительный внешний облик и большую свободу в создании объемно-планировочных решений в связи с отсутствием внутренних вертикальных несущих элементов.

Модули диагональных оболочковых систем

При проектировании диагональных оболочковых систем здание разбивается на модули (рис. 2.3.17), которые охватывают по высоте несколько этажей здания.

Размеры модулей по высоте бывают четырех типов.

Модули размером от двух до четырех этажей обычно применяются в зданиях с малой высотой, либо с нестандартной геометрией или с несимметричной архитектурой и, следовательно, конструктивной схемой, что влечет за собой

эксцентриситет собственного веса относительно главных осей инерции здания в плане.

Средний диапазон размеров модуля 6—8 этажей подходит для больших зданий и тех, чья геометрия более однородна. Поскольку длина диагонального элемента будет варьироваться от трех до четырех этажей (рис. 2.3.17), транспортировка и монтаж таких систем не составляет сложной задачи. Часть конструкций часто собирается предварительно в укрупненные элементы Λ-образной формы, что приводит к минимуму работ на высоте.

Модули в 10 этажей и выше подходят только для использования в очень высоких зданиях из соображений масштаба. Поскольку опорные точки для соединения узлов с краевыми балками перекрытия (горизонтальные кольца) не могут быть большими, что связано с несущими возможностями балок и плит перекрытия, это обеспечивает модуль. Таким образом, подобные модули проектируются сильно вытянутыми и узкими, дополнительно подчеркивают высоту здания.

Здания, имеющие сложную геометрическую форму, формируются из нерегулярных и иногда хаотичных по своему внешнему виду модулей. Размер модуля в этом случае подбирается под форму здания и отвечает совершенно разным критериям в зависимости от положения в общей конструктивной системе здания.

Модульность подразумевает регулярную структуру здания, но для ДСО в этом нет необходимости. Преимущество ДСО заключается в возможности регулировать длину и угол наклона диагональных элементов и создавать модули любой высоты и формы. Основными критериями при выборе размера и формы модуля являются: геометрия здания, критерий структурной эффективности, высота этажа и общая этажность, необходимость в унификации для проведения строительно-монтажных работ, отношение высоты здания к размерам в плане, величина ветровой и сейсмической нагрузки.

Таким образом, определение угла наклона диагональных элементов является основной задачей проектирования здания на стальном диагонально-сетчатом

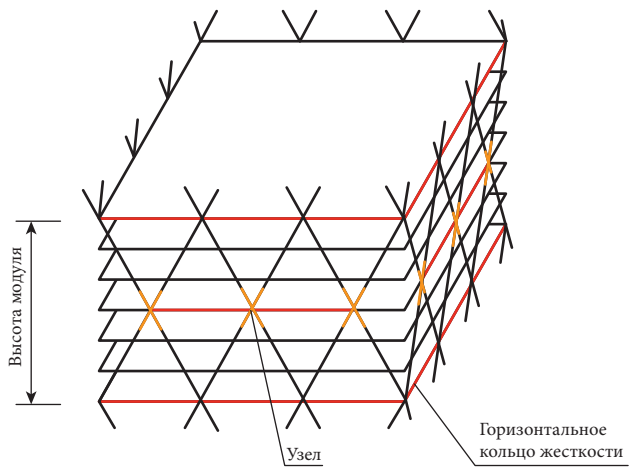


Рис. 2.3.17. Принципиальная схема модуля диагонально-сетчатой оболочки

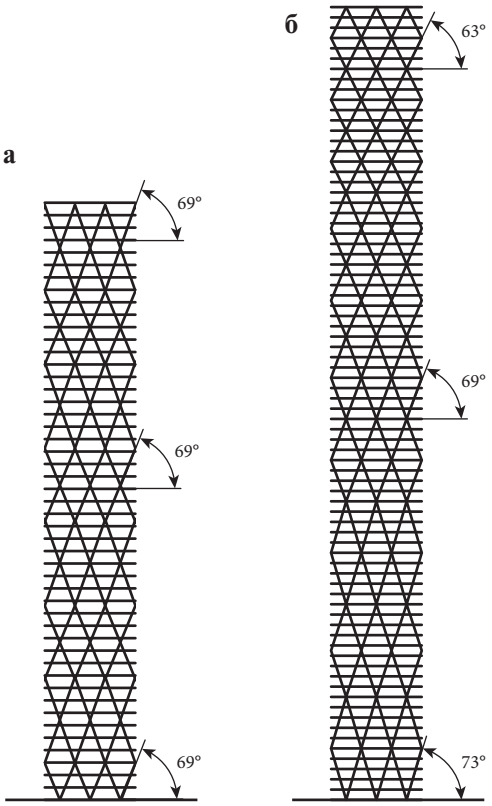


Рис. 2.3.18. Угол наклона диагональных элементов в зависимости от количества этажей: *а*) здания высотой до 60 этажей; *б*) здания высотой свыше 70 этажей

каркасе. Исследования профессора K. S. Moon (Йельский университет, США) [19—21] показали, что оптимальный угол наклона диагональных элементов для зданий высотой до 60 этажей равен 69°, а для зданий свыше 70 этажей лежит в диапазоне от 73° до 63° и уменьшается с увеличением высоты здания (рис. 2.3.18). При этом его исследования показывают, что регулярный угол наклона по всей высоте здания является наиболее эффективным для зданий с количеством этажей от 40 до 60, в то время как непостоянный угол обеспечивает меньшую материалоемкость для зданий от 70 этажей и выше. При этом K. S. Moon проанализировал различные виды ДСО, в которых угол наклона меняется в горизонтальном направлении, в вертикальном или в обоих направлениях сразу.

Другие исследователи также проводили исследования для нахождения оптимального угла наклона элементов оболочковой системы. Сравнение проводилось с точки зрения смещения этажа, сдвиговых деформаций и материалоемкости здания. Авторами было установлено, что оптимальный угол наклона элементов находится в диапазоне от 65° до 75°.

Также профессором K. S. Moon была разработана методика предварительного назначения площади несущих элементов. Расчетная схема модуля для назначения предварительных сечений представлена рис. 2.3.19.

Площадь сечений элементов определяется следующим образом:

$$A_{d,w} = \frac{VL_d}{2N_{d,w}E_d h\gamma\cos^2\theta} \tag{2.3.1}$$

$$A_{d,f} = \frac{2M\ L_d}{\left(N_{d,f}+\delta\right)B^2E_d h\chi\sin^2\theta} \tag{2.3.2}$$

где: $A_{d,\,w}$ — площадь сечения каждой диагонали в плоскости *Web*, см^2; $A_{d,f}$ — площадь сечения каждой диагонали в плоскости *Flange*, см^2; V — поперечная сила, кН; M — изгибающий момент, кНм; L_d — длина диагонали, м;

E_d — модуль упругости стали, МПа; θ — угол наклона диагоналей, h — высота модуля, м; γ — деформация сдвига, χ — кривизна, $N_{d,w}$ — количество диагоналей в плоскости *Web*, $N_{d,f}$ — количество диагоналей в плоскости *Flange*, δ — вклад диагоналей в плоскости *Web* в изгибную жесткость здания, B — ширина здания в направлении прикладываемой нагрузки, м.

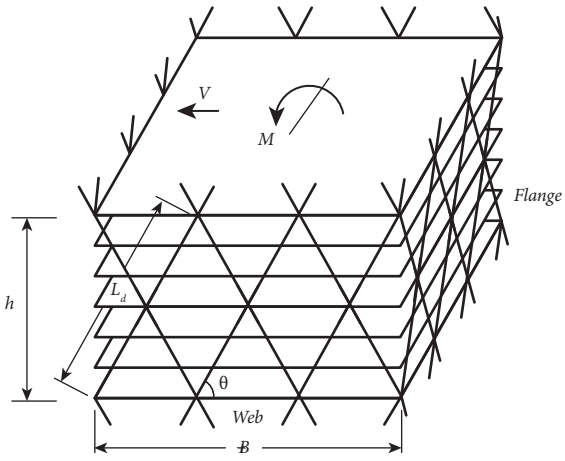


Рис. 2.3.19. Расчетная схема модуля

При разработке проекта *Lotte Super Tower* в Сеуле были использованы идеи K. S. Moon в области конструирования диагонально-сетчатых оболочек, что позволило сэкономить около 27% стали по сравнению с обычной рамной конструкцией.

Основная проблема при использовании ДСО — это сложность их проектирования.

2.3.4. Стальные сквозные высотные сооружения

Высотные сооружения представляют собой сооружения, у которых высота намного превышает их размеры в плане. Для высотных сооружений доминирующей нагрузкой является ветровая, которая значительно влияет на конструкцию сооружения и его проектирование. Сквозные высотные сооружения состоят из стержневых элементов, доступны для осмотра и не обшиваются.

К стальным сквозным высотным сооружениям (ССВС) относят опоры дымовых труб, сооружения для установки систем сотовой связи, радиосвязи и телевизионного вещания, метеорологические вышки, опоры воздушных линий электропередач и контактных сетей транспорта. Высота ССВС достигает 380 м и выше.

В настоящее время ССВС чаще всего используются для размещения антенно-фидерных устройств (АФУ) сотовой связи, которые представляет собой совокупность антенны и фидерного тракта, входящих в качестве составной части в радиоэлектронный комплекс. В состав АФУ входят передающие и приемные антенны, антенные решетки, блоки для электроснабжения, силовые и оптические кабели и прочее. АФУ достаточно разнообразно по форме и массе, что нужно учитывать и при проектировании ССВС. Радиорелейные антенны, например, представляют собой сферы, масса которых колеблется от 24 кг до 100 кг, а диаметр может достигать 2 м. Высота размещения АФУ определяется специальным расчетом, но для большого покрытия диапазона связи оборудование размещается достаточно высоко. Необходимое техническое оборудование для сопровождения работы АФУ размещается, как правило, в здании рядом с ССВС.

В зависимости от конструктивного решения ССВС делятся на мачты и башни.

Мачта представляет собой вертикальное высотное сооружение, шарнирно или жестко опирающееся на фундамент и удерживаемое натянутыми и наклонно идущими к основанию стальными канатами-оттяжками, которые располагаются в один или несколько ярусов, рис. 2.3.20. Мачты могут иметь решетчатую конструкцию (рис. 2.3.20 *а*) или листовую конструкцию в виде сплошной трубы (рис. 2.3.20 *б*). Мачты листовой конструкции состоят из секций диаметром 1,2—2,5 м, которые соединяются встык сваркой или болтами на фланцах, длина секции от 5 до 13 м.

Решетчатая мачта представляет собой трехгранную или четырехгранную пространственную стержневую конструкцию, состоящую из нескольких секций и раскрепленная к основанию несколькими ярусами оттяжек (рис. 2.3.21 *а*). Типовая секция мачты состоит из поясов и раскосов (рис. 2.3.21 *б*). Пояса секций выполняются из круглых стальных бесшовных горячедеформированных труб, раскосы — из горячекатаной круглой стали, фланцы и фасонные детали — из листовой стали. Раскосы соединяют с поясами на заводской сварке.

Оттяжки мачты изготавливаются из стального оцинкованного каната. Натяжные устройства представляют собой горячеоцинкованные стальные талрепы. Для уменьшения вибраций на оттяжках мачты устанавливают высокочастотные и низкочастотные гасители колебаний в соответствии с требованиями [17]. Для гашения колебаний типа «галопирование» следует изменять свободную длину каната (провода) поводками.

На мачте устанавливается антискручивающее устройство (рис. 2.3.21 *в*), которое представляет собой пространственную конструкцию, выполненную из стальных элементов из фасонного проката (уголки, трубы), огни световой сигнализации с автоматическим датчиком включения и молниеприемник. Для подъема на мачту предусмотрены ступени на секциях мачты. Мачта оборудуется страховочным устройством.

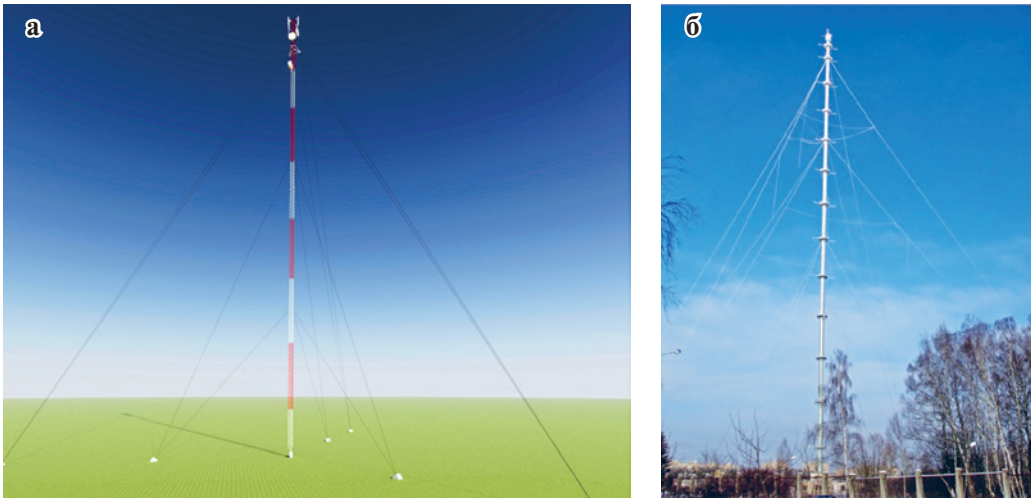


Рис. 2.3.20. *а*) мачта решетчатой конструкции; *б*) мачта листовой конструкции — метеовышка, г. Обнинск

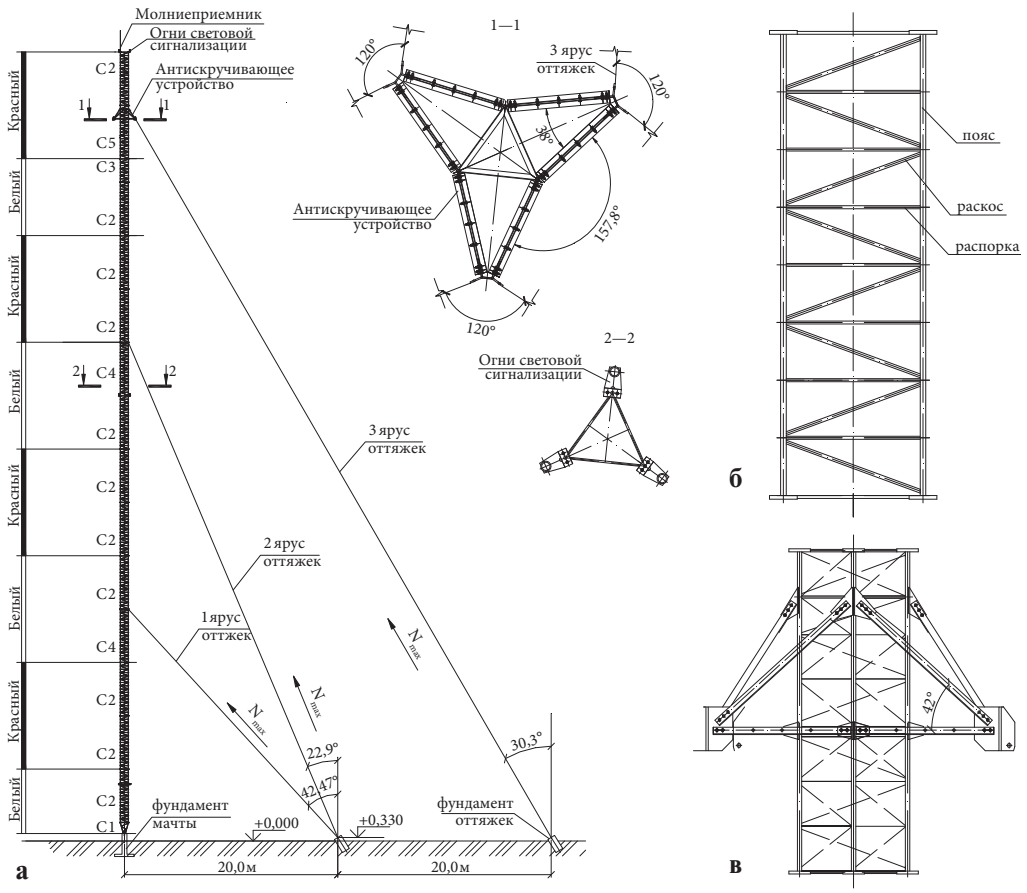


Рис. 2.3.21. *а*) Мачта для размещения антенно-фидерного оборудования сотовой связи; *б*) типовая секция мачты; *в*) антискручивающее устройство на секции мачты

Количество ярусов оттяжек зависит от высоты мачты. Так при высоте мачты 70—100 м выполняют не менее 3 ярусов оттяжек. Как правило, оттяжки выполняют с заданным предварительным натяжением, определяемым по расчету. Оттяжки крепятся к земле при помощи собственного фундамента (рис. 2.3.22). Оттяжки устанавливаются под углом в пределах 30—60 градусов к земле, оптимально угол между вертикалью и оттяжкой должен составлять 30 градусов.

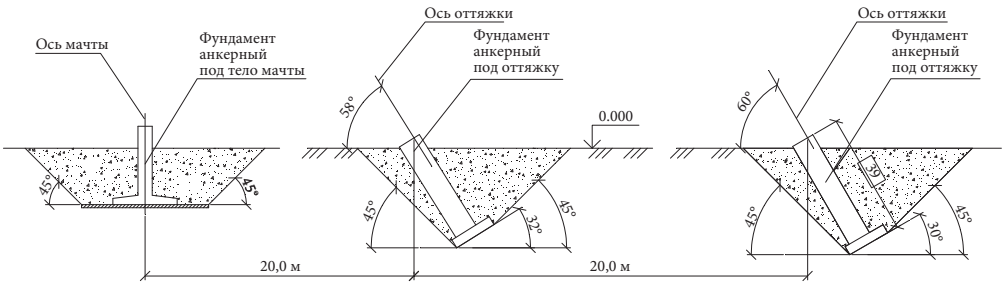


Рис. 2.3.22. Фундамент под ствол мачты и оттяжки

Башня представляет собой вертикально свободно стоящее высотное сооружение, жестко защемленное в основании, поэтому оттяжек при устройстве башни не требуется. Башни, как правило, проектируют в виде пространственной решетчатой конструкции (рис. 2.3.23).

Башни собирают из отдельных секций, которые стыкуются на болтах повышенного класса прочности. Пояса и раскосы секций выполняются из прокатных труб круглого или квадратного сечения. Поперечное сечение башни в плане может быть треугольным, квадратным, шестигранным или даже восьмигранным. На башнях предусматриваются площадки для обслуживания и площадки для отдыха специалистов, обслуживающих АФУ и металлоконструкции башни. Внутри тела башни проходит жесткая лестница, которая соединяет площадки между собой. В некоторых решениях внутри башни располагают решетчатый ствол, к которому крепится лестница. Внутренний ствол крепится распорками к несущим конструкциям башни.

В настоящее время наибольшее распространение получили свайные фундаменты из винтовых свай отдельно под каждую опору башни. Сваи выполняются из круглой трубы, диметр и толщина стенки которой определяется расчетом, диаметр лопастей 550 мм, длина сваи 6700 мм. Материал свай — сталь Ст20. Поверх оголовков свай в каждом кусте предусмотрено устройство металлического ростверка из швеллеров 36П и 27П по ГОСТ 8240—89 под крайние опоры и из швеллеров 14П и 10П по ГОСТ 8240—89 под центральную опору.

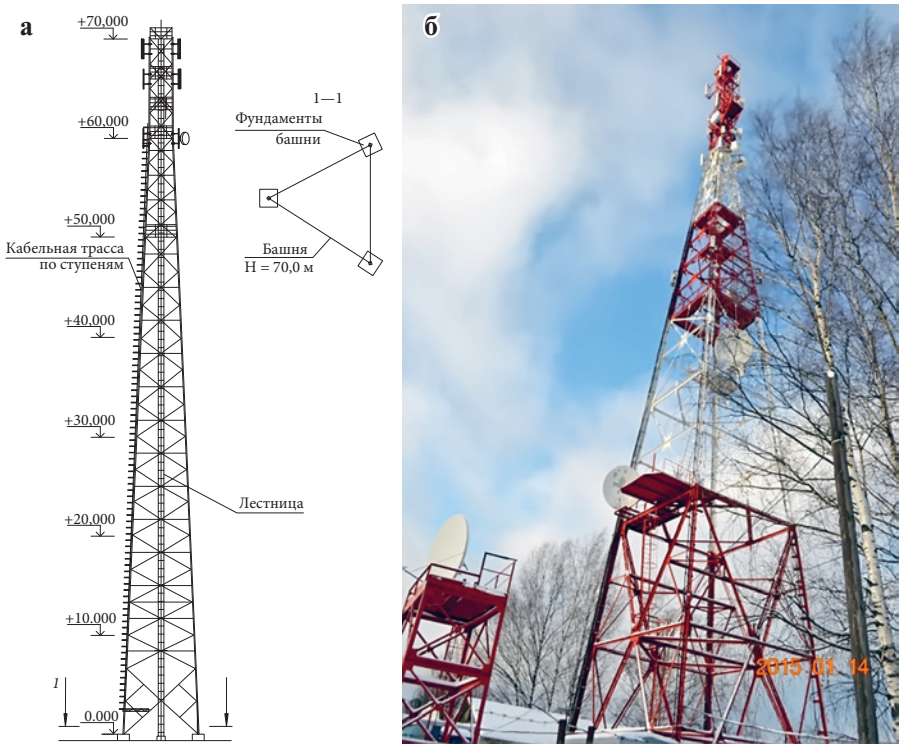


Рис. 2.3.23. *а*) Схема башни; *б*) башня для размещения антенно-фидерного оборудования сотовой связи, г. Устюжна, Вологодская область

Для крепления опоры башни на ростверке предусмотрен блок из шести шпилек М30 под крайние опоры и из шести шпилек М18 под центральную опору. Металлические конструкции ростверков выполняются из стали С255, шпильки применяются класса прочности 8,8.

Высотные мачты и башни, как правило, устанавливаются на земле, невысокие башни и мачты высотой до 20 м могут быть установлены как на земле, так и на крышах зданий. Антенно-фидерное оборудование устанавливается на ССВС на трубостойках, которые крепятся к поясам сооружения при помощи кронштейнов. Трубостойки изготавливаются из стальных бесшовных труб диаметром 72—139 мм. Для защиты антенно-фидерного оборудования от проникновения устанавливается антивандальное защитное ограждение высотного сооружения. Для прокладки оптико-волоконных и силовых кабелей предусмотрены элементы крепления на секциях.

Мачты и башни находятся на открытом воздухе, поэтому обязательно подвергаются антикоррозионной обработке при помощи горячего цинкования в соответствии с требованиями норм. В целях безопасности обязательно выполняют цветомаркировку башен и мачт горизонтальными чередующимися по цвету белыми и красными (оранжевыми) полосами по заданной схеме, но верхняя и нижняя секции обязательно должны быть окрашены в красный (оранжевый) цвет, и светоограждение путем установки заградительных огней. Предусматривается молниезащита и заземление.

Мачты экономичнее башен по расходу металла и стоимости. При высоте до 150 м стоимость мачт на 20—30% ниже стоимости башен. Но при увеличении высоты мачты возрастает количество ярусов оттяжек и радиус установки фундаментов для оттяжек. Требуется большая площадь земельного участка под строительство, увеличивается трудоемкость монтажа, требуется постоянный контроль натяжения оттяжек, поэтому с увеличения высоты сооружения башни становятся предпочтительнее. Мачты рекомендуется использовать до высоты 75—90 м. Окончательно, выбор того или иного сооружения выполняется на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом местных условий строительства.

Опоры линий электропередачи (ЛЭП)

Конструктивное решение стальных опор ЛЭП — пространственная стержневая решетчатая конструкция, по сути, пространственная ферма (рис. 2.3.24*а*). В советское время опоры ЛЭП разрабатывались по типовым сериям из стальных равнополочных уголков, решения были отработаны для разных климатических районо России. В настоящее время можно встретить необычные и экстравагантные решения опор ЛЭП (рис. 2.3.24*б*).

Применение стальных решетчатых опор оправданно, когда линия имеет напряжение больше 35 киловольт. При меньших напряжениях применяются железобетонные или металлические трубчатые опоры. На одной и той же электролинии используются различные опоры: промежуточные. (индекс П или ПС), промежуточные переходные (ПП), промежуточные угловые (ПУ, ПУС), анкерные (А), концевые (К, КС).



Рис. 2.3.24. Опоры ЛЭП

Расчет высотных сооружений

Расчет несущей способности высотных сооружений выполняют по первому и второму предельным состояниям на самое неблагоприятное сочетание нагрузок.

При расчете учитывают следующие нагрузки: собственный вес стальных конструкций высотного сооружения, включая ограждение и площадки; вес оборудования, размещаемого на сооружении, включая вес фидерных и кабельных трасс; ветровую нагрузку; гололедную нагрузку.

Расчет на действие ветровой нагрузки выполняют с учетом форм собственных колебаний мачты и пульсаций скоростного напора ветра в соответствии с требованиями СП 20.13330.

Особое внимание при расчете башен и мачт следует придавать определению аэродинамических коэффициентов. Необходимо учитывать и аэродинамические коэффициенты для антенн АФУ.

При составлении сочетаний нагрузок рассматривают две ситуации: ветровую нагрузку прикладывают по двум направлениям (в одном сочетании — на грань, в другом — на ребро сооружения).

При расчете мачт особое внимание следует уделить расчету оттяжек.

Расчет предварительного натяжения оттяжек H_0 выполняют на основании формулы по теории гибких нитей:

$$\frac{f_0}{L} = \frac{\gamma A \sin \alpha L}{8 H_0} \rightarrow H_0 = \frac{\gamma A \sin \alpha L}{8 \frac{f_0}{L}} \qquad (2.3.3)$$

где γ — объемный вес оттяжки; A — площадь сечения оттяжки; α — угол наклона оттяжки к вертикали; L — длина оттяжки; f_0 — предварительная стрела прогиба.

Усилие монтажного натяжения в оттяжках мачтовых опор (сооружений) определяют по формулам СП 70.13330 [22]. Усилия монтажного натяжения должны быть приведены в чертежах КМ высотного сооружения.

При создании расчетной схемы мачты в программном комплексе оттяжки реализуют в виде вантовых элементов с заданным предварительным натяжением.

При расчете башен следует уделить внимание расчету поясов. В зависимости от направления ветра пояса башни находятся либо в сжатом, либо в растянутом состоянии. Расчет сечений выполняется на оба случая, но сжатие является наиболее опасным. При проектировании выполняется проверка элементов по предельной гибкости.

Требования при проектировании конструкций сооружений связи

Требования по проектированию конструкций сооружений связи приведены в СП 16.13330 «Стальные конструкции» [17]. Для стальных конструкций антенных сооружений следует применять стали в зависимости от группы стальных конструкций. Оттяжки из стальных канатов, несущие ванты антенных полотен и антенные провода; элементы (механические детали) оттяжек мачт и антенных полотен, детали крепления оттяжек к фундаментам и к стволам стальных опор; фланцы и фланцевые соединения элементов стволов мачт и башен, включая опорные фланцы и башмаки относятся к 1 группе конструкций. Сплошностенчатые и решетчатые стволы мачт и башен, решетка, диафрагмы стволов башенных опор относятся ко 2 группе. Лестницы, переходные площадки и металлоконструкции крепления антенного оборудования относят к 3-й группе.

Как правило, материал основных металлических конструкций мачт и башен сталь С345. Для оттяжек и элементов антенных полотен применяют оцинкованные канаты, грузовые нераскручивающиеся одинарной свивки (спиральные) или нераскручивающиеся двойной крестовой свивки с металлическим сердечником (круглопрядные). В канатах применяют стальную круглую канатную проволоку наибольших диаметров марки 1. Для средне- и сильноагрессивных сред — применяют канаты, оцинкованные по повышенным требованиям. Концы стальных канатов в стаканах или муфтах заделывают цинковым сплавом ЦАМ9–1.5Л. Механические детали оттяжек, арматуры изоляторов, а также метизы должны быть оцинкованными.

Прогибы распорок диафрагм и элементов технологических площадок в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать 1/250 пролета.

Требования при проектировании опор линий электропередачи (ЛЭП), открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта

Для конструкций опор воздушных линий электропередачи (ВЛ), открытых распределительных устройств (ОРУ) и контактных сетей транспорта (КС) применяют стали согласно СП 16.13330 «Стальные конструкции».

В зависимости от назначения опоры относятся к следующим группам конструкций:

- группа 1 — сварные специальные опоры больших переходов высотой свыше 60 м;
- группа 2 — сварные опоры ВЛ, кроме указанных в группе 1; сварные опоры ошиновки и под выключатели ОРУ независимо от напряжения, сварные опоры под оборудование ОРУ напряжением свыше 330 кВ; конструкции и элементы КС, связанные с натяжением проводов (тяги, штанги, хомуты), а также опоры, указанные в группе 1, при отсутствии сварных соединений;
- группа 3 — сварные и болтовые опоры под оборудование ОРУ напряжением до 330 кВ, кроме опор под выключатели; конструкции и элементы несущих, поддерживающих и фиксирующих устройств КС (опоры, ригели жестких поперечин, прожекторные мачты, фиксаторы);
- группа 4 — сварные и болтовые конструкции кабельных каналов, трапы, лестницы, ограждения и другие вспомогательные конструкции и элементы ОРУ, ВЛ и КС.

Болты классов точности А и В для опор ВЛ высотой до 60 м и конструкций ОРУ и КС принимают, как для конструкций, не рассчитываемых на усталость, а для фланцевых соединений и опор ВЛ высотой более 60 м — как для конструкций, рассчитываемых на усталость. При определении приведенной гибкости элементов сооружения наибольшую гибкость всего стержня следует вычислять в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017.

Контрольные вопросы к разделу 2.3

1. В чем принципиальное отличие башни от мачты?
2. Для чего необходимы гасители колебаний?
3. Какие профили рекомендуются для изготовления поясов и раскосов башни и почему?
4. Для каких целей в настоящее время применяются башни и мачты?
5. Какие нагрузки необходимо учитывать при проектировании высотных сооружений?

2.4. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Прежде чем перейти к описанию особенностей приложения нагрузок на высотное здание (сооружение), обратимся к вопросу учета надежности по ответственности, регулируемому коэффициентом надежности γ_n, зависящем от уровня ответственности — нормального, повышенного или пониженного.

В соответствии с Федеральным законом № 384 [13], к зданиям и сооружениям повышенного уровня ответственности относятся здания и сооружения, отнесенные в соответствии со статьей 48.1 Градостроительного кодекса Российской Федерации к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам.

Как уже было подробно рассмотрено в разделе 2.1, объекты высотного строительства высотой более 100 м относятся к уникальным. Высотные здания высотой от 75 до 100 м относятся к нормальному уровню ответственности.

В зависимости от уровня ответственности здания (определяется классом сооружения по ГОСТ 27751—2014, [14]) при их проектировании требуется использовать коэффициенты надежности по ответственности, минимальные значения которых приведены в табл. 2.4.1.

Таблица 2.4.1.

Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности

Класс сооружений	Уровень ответственности	Коэффициент надежности по ответственности γ_n	Высота высотного здания или сооружения
КС-3	Повышенный	1,1	100—250 м
КС-2	Нормальный	1,0	75—100 м
КС-1	Пониженный	0,8	—

Однако для зданий высотой более 250 м и большепролетных сооружений с пролетом более 120 м коэффициент надежности по ответственности рекомендуется принимать равным 1,2. Иногда соответствующий уровень ответственности классифицируют как особо высокий.

Данные коэффициенты необходимо учитывать при определении нагрузок, действующих на здание.

2.4.1. Статические нагрузки и воздействия на высотные здания и сооружения, в т. ч. гололедная

Статические нагрузки и воздействия на здания и сооружения принимаются по СП 20.13330. К ним относятся постоянная, полезная, снеговая и гололедная нагрузки. В России требования по всем постоянным нагрузкам одинаковы для любых типов зданий — и нормального уровня ответственности, и повышенного. То же самое для снеговых нагрузок, за исключением того, что к снеговым нагрузкам на покрытия высотных зданий ввиду повышенного ветрового воздействия применяется пониженный коэффициент сноса снега $c_e = 0{,}7$ вместо 0,85 — в случаях оговоренных СП 20.13330.

Однако для равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия и покрытия (так называемых «полезных» нагрузок) для высотных зданий действуют повышенные требования.

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия, покрытия и лестницы высотных зданий следует принимать по табл. 2.4.1.

Нагрузки на перекрытия для других помещений принимают в тех же значениях, что и для многоэтажных зданий нормального уровня ответственности.

Минимальное значение нагрузки от перегородок рекомендуется определять с учетом их фактической конструкции, но не менее 1,0 кПа (100 кгс/м^2).

Таблица 2.4.1.

Нормативные значения равномерно полезных нагрузок

	Помещения	p, кПа (кгс/м^2), не менее
Повышенные значения для высотных зданий (по СП 267.1325800, [36])		
1	Технические этажи	10,0 (1000)
2	Вестибюли, фойе и коридоры первого этажа	4,0 (400)
3	Лестницы и входы	5,0 (500)
4	Карнизы	1,4 (140)

Для высотных зданий необходимо учитывать кратковременные нагрузки на покрытия стилобатных и подземных частей зданий от транспортных средств и пожарного автотранспорта в соответствии с требованиями СП 267.1325800 [4].

Кроме того, для высотных зданий необходимо учитывать нагрузки на площадки для спасательных кабин и вертолетов, значения которых изложены в разделе 2.6.

Гололедную нагрузку необходимо учитывать для воздушных линий электропередачи и связи, антенно-мачтовых устройств, канатов, решетчатых конструкций, шпилей и подобных сооружений, а также для вентилируемых фасадов зданий, металлических ограждений балконов, элементов стен и покрытий высотных зданий, расположенных на высоте более 100 м в соответствии с требованиями СП 20. Особенно критичной такая нагрузка является для оттяжек мачт и проводов ЛЭП.

Величину гололедной нагрузки определяют в соответствии с СП 20.13330 [9].

Нормативное значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно (проводов, тросов, оттяжек, мачт, вант и др.) i, Н/м, следует определять по формуле:

$$i = \pi b k \mu_1 (d + b k \mu_1) \rho g 10^{-3} \qquad (2.4.1)$$

Нормативное значение поверхностной гололедной нагрузки i», Па, для остальных элементов конструкций следует определять по формуле:

$$i' = \pi b k \mu 2 \rho g \qquad (2.4.2)$$

где в формулах (2.4.1) и (2.4.2) b — нормативное значение толщины стенки гололеда, мм (превышаемое в среднем один раз в 5 лет), на элементах кругового сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли, принимаемое по табл. 2.4.2; а на высоте 200 м и более — по табл. СП 20, нормативное значение толщины стенки гололеда допускается уточнять на основе метеорологических данных для места строительства; k — коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте и принимаемый при высоте до 100 м по табл. 12.3 СП 20.13330, [9], а при больших высотах — по интерполяции значений, приведенных в табл. 12.2 или по расчету; d, мм — диаметр провода, троса; μ_1 — коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и определяемый по табл. 12.4 СП 20.13330, [9]; μ_2 — коэффициент,

учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимается равным 0,6; ρ — плотность льда; g — ускорение свободного падения.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для гололедной нагрузки принимают 1,8.

В табл. 2.4.2 приведены значения толщины стенки гололеда в зависимости от гололедного района. Районирование территории России по толщине стенки гололеда, представлено в СП 20.13330 [9].

Таблица 2.4.2.

Толщина стенки гололеда в зависимости от гололедного района

Гололедные районы (принимаются по карте 3 приложения Е СП 20.13330, [9])	I	II	III	IV	V
Толщина стенки гололеда b, мм	Не менее 3	5	10	15	Не менее 20

2.4.2. Модальный анализ высотных сквозных сооружений

Для определения динамических нагрузок, влияние которых на высотные здания, как правило, больше, чем на одноэтажные и многоэтажные, обратимся к понятию модального анализа

Модальный анализ — это определение собственных динамических характеристик (частот и форм колебаний), он отражает поведение здания при свободных (собственных) колебаниях.

Собственные колебания — это колебания сооружения, происходящие без приложения каких-либо динамических нагрузок. Такое возможно, если сооружение, находящиеся в состоянии покоя отклонить из положения равновесия некой внешней силой, а затем эту силу убрать. В этом случае сооружение начнет совершать колебания — затухающие либо незатухающие (в зависимости от сопротивления среды и трения внутри конструкции) (рис. 2.4.1).

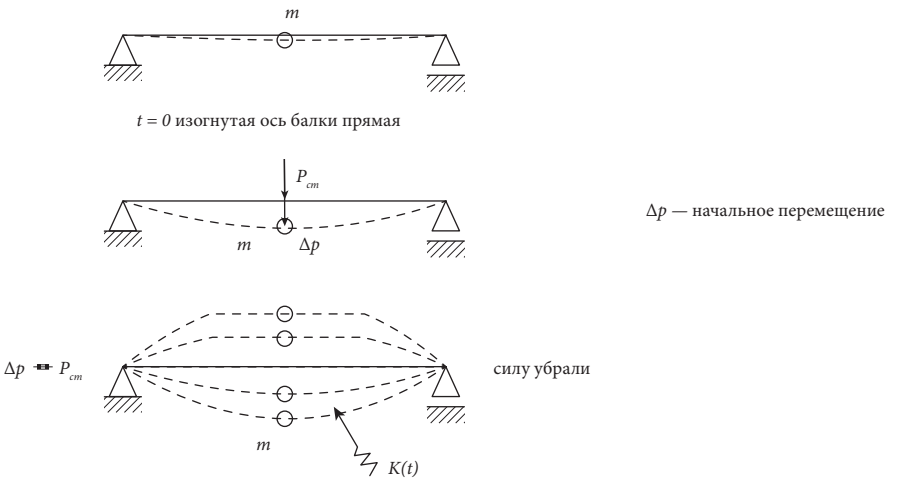


Рис. 2.4.1. Собственные колебания конструкции

При осуществлении модального анализа определяют характеристики незатухающих колебаний.

Собственная частота колебаний (СЧ) — это частота собственных колебаний сооружения, измеряемая в Гц. Часто вместо частоты используют круговую или угловую частоту ω, измеряемую в рад/с. Круговая частота в 2π раз больше частоты. Собственная форма колебаний (СФК) — это форма собственных колебаний, показывающая форму деформирования сооружения при свободных колебаниях. Иначе эта форма колебаний называется главная форма колебаний, нормальная форма колебаний, мода.

Количество собственных частот и форм колебаний любого сооружения является расчетным параметром и равно количеству динамических степеней свободы, которые задает непосредственно инженер-конструктор при расчете сооружения.

Например, на рис. 2.4.1. имеется всего одна масса, которая может перемещаться всего в одном направлении. Поэтому данная балка имеет только одну степень свободы. И СФК тоже только одна, показанная на этом же рисунке. Показанное на рис. 2.4.9 высотное здание, приведенное к консольной расчетной схеме, имеющей n масс, имеет $2n$ степеней свободы (по n в каждом из горизонтальных направлений) и поэтому такое сооружение имеет $2n$ степеней свободы.

При расчете сложных конструктивных схем в расчетных программных комплексах количество динамических степеней свободы примерно равно количеству узлов расчетной схемы, умноженному на три при учете только линейных степеней свободы, или на шесть, если учитываются еще и угловые степени свободы. В первом случае учитываются узловые массы, во втором — задаются, помимо масс, моменты инерции.

Фактически в реальных условиях собственные колебания в процессе эксплуатации зданий не возникают, это несуществующее воздействие, однако иметь представление о них крайне важно для оценки корректности расчета сооружений, поскольку известные нормативные методики основаны на методе спектрального разложения перемещений в ряд по собственным формам.

Кроме того, крайне важно знать собственные частоты для оценки возможности резонанса конструкции — явления постепенного увеличения перемещений сооружения («раскачки») при совпадении частот собственной (СЧ) и вынуждающей силы.

Знание собственных динамических характеристик необходимо для расчета высотных зданий и сооружений на ветровое и сейсмическое воздействия.

Модальный анализ сквозных высотных сооружений

Задача о модальном анализе высотных сооружений, являющихся системами с несколькими степенями свободы, сводится к задаче о поиске собственных частот или форм.

$$([D][M] - \lambda\,[\mathrm{I}])[U] = 0, \qquad (2.4.3)$$

где ($[D]$ — матрица податливости, $[M]$ — матрица масс, $[I]$ — единичная матрица,

$[U]$ — столбец собственных форм колебаний ($U = \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix}$), λ_i — спектр собственных чисел ($\frac{1}{\omega_i^2} = \lambda_i$), соответствующий спектру собственных частот ω_i.

Об этом более подробно можно почитать в специальной литературе, например, [18]. Отметим лишь, что инженером конструктором такая задача решается с помощью современных программных комплексов (например, SCAD Office, ЛИРА САПР и т. д.)

Суть модального анализа удобно рассмотреть на конкретном примере — высотной опоры ЛЭП.

1. Исходные данные

Для расчета взята высотная опора высотой 120 м. Основные элементы башни: пояса, раскосы, распорки и диафрагмы представлены на рис. 2.4.2. Размеры опоры приведены на рис. 2.4.3.

Башня состоят из 10 секций высотой 12 м каждая. Сечения элементов опоры приняты в виде квадратных труб по ГОСТ 30245—94, параметры сечения элементов и общая их длина по секциям приведена в табл. 2.4.3. Материал сечений элементов — сталь С345.

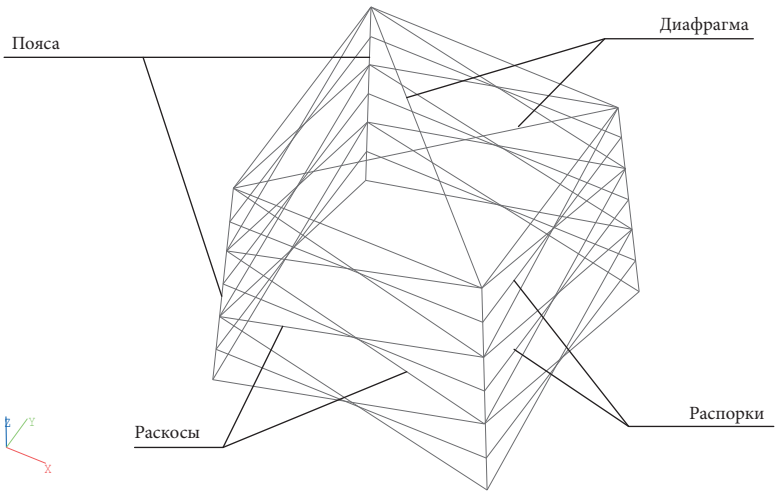


Рис. 2.4.2. Основные конструктивные элементы секции башни

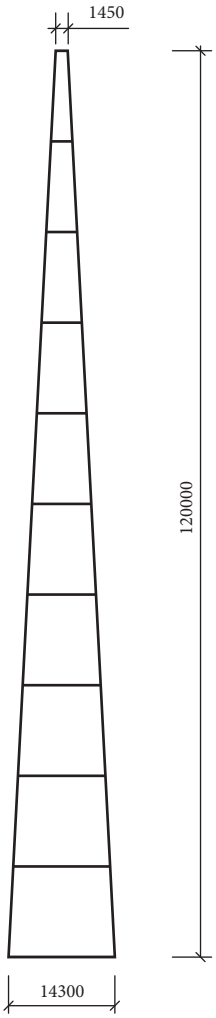


Рис. 2.4.3. Размеры опоры

Таблица 2.4.3.

Сечения элементов

секция	пояс		раскос		распорка		диафрагма	
	сечение	длина, м	сечение	длина, м	сечение	длина, м	сечение	длина, м
1	200 × 13	48,14	120 × 3	341,60	200 × 8	220,24	200 × 8	36,81
2	200 × 13	48,14	100 × 5	312,14	180 × 5	195,38	160 × 6	33,18
3	200 × 8	48,14	100 × 5	282,94	160 × 6	190,84	140 × 6	29,54
4	160 × 6	48,14	80 × 4	254,18	140 × 6	121,46	100 × 5	25,91
5	140 × 6	48,14	80 × 4	225,94	120 × 3	133,72	100 × 5	22,27
6	100 × 5	48,14	80 × 4	198,50	100 × 5	113,14	100 × 5	18,64
7	100 × 5	48,14	80 × 4	172,19	80 × 4	92,60	100 × 5	15,00
8	100 × 5	48,14	80 × 4	147,66	80 × 4	72,02	100 × 5	11,37
9	80 × 6	48,14	80 × 4	188,70	80 × 4	10,94	100 × 5	7,74
10	80 × 6	48,14	80 × 4	147,09	80 × 4	5,80	100 × 5	4,10

2. Модальный анализ пространственно-стержневой модели

На рис. 2.4.4. приведена модель высотной опоры, на рис. 2.4.5 — собственные частоты колебаний, а на рис. 2.4.6 — собственные формы колебания модели высотной опоры.

Как видно из рис. 2.4.5 и 2.4.6., собственные частоты имеют «парные» значения, что связано с симметрией конструкции. При задании ветрового и сейсмического воздействий по направлению *X* нам нужно будет в дальнейшем учитывать только нечетные частоты (1,3), а по направлению *Y* — только четные частоты (2,4). Данные частоты соответствуют «линейным» формам колебаний. Крутильных форм колебаний в первом десятке

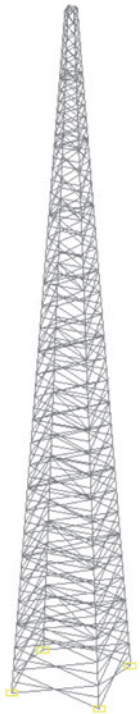


Рис. 2.4.4. Модель высотной опоры

Разработан SCAD Soft
10.06.2019 12:04:01 NONAME основная схема 9.0001

Загружение	N П/П	СОБСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	ЧАСТОТЫ РАД/С	ЧАСТОТЫ ГЦ	ПЕРИОДЫ С	Модальные массы (%) Mx	My	Mz
2	1	0.189419	5.279292	0.840225	1.190156	21.54	4.68	0.00
	2	0.189414	5.279423	0.840246	1.190127	4.68	21.53	0.00
	3	.0695672	14.37458	2.287786	0.437103	39.82	0.01	0.00
	4	.0695566	14.37676	2.288132	0.437037	0.01	39.84	0.00
	5	.0462525	21.62042	3.440997	0.290613	0.00	0.00	0.00
	6	.0450268	22.20896	3.534667	0.282912	0.00	0.00	0.00
	7	.0449019	22.27074	3.544499	0.282127	0.00	0.00	1.46
	8	.044701	22.37084	3.56043	0.280864	0.00	0.00	0.68
	9	.0442143	22.61709	3.599622	0.277806	0.00	0.00	0.00
	10	.044151	22.64953	3.604785	0.277408	0.00	0.00	0.36

Рис 2.4.5. Собственные частоты колебаний модели высотной опоры

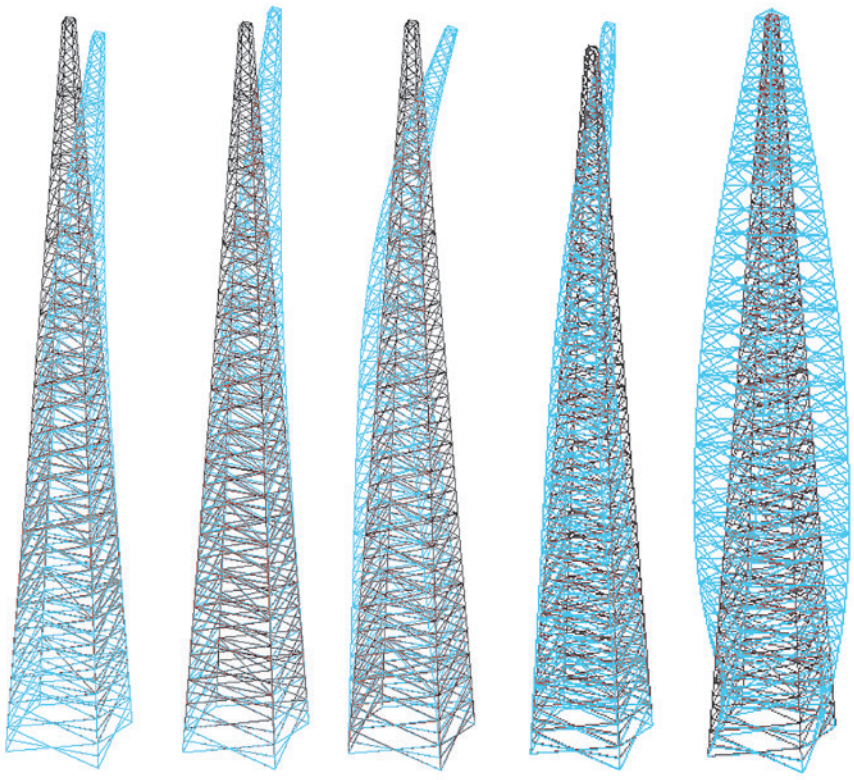


Рис. 2.4.6. Первая, вторая, третья, четвертая и шестая формы колебаний модели высотной опор

спектра СЧ не выявлено. При этом частоты расположены в порядке возрастания, что соответствует меньшим амплитудам колебаний.

Кроме того, из таблицы видно, что только первая и вторая частоты не превышают лимитированной f_{lim} (см. формулу 2.4.13 в разделе 2.4.4.), а это значит, что только эти частоты будут учитываться в коэффициенте динамичности пульсационной составляющей.

Экспресс-метод модального анализа

Экспресс-метод модального анализа заключается в представлении расчетной схемы высотного здания как консольного стержня с 1,2,3 или *n* динамическими степенями свободы.

Представим рассматриваемую опору в виде стержня с 20-ю степенями свободы. Для этого необходимо принять следующие положения:

1) модель расчетной схемы представляется как стержневая конструкция с кусочно-постоянными жесткостями элементов в пределах секции;
2) изгибная жесткость каждой секции определяется как средняя изгибная жесткость четырех поясов, из формулы:

$$EI_{\text{ср}j} = E\left(4A_{\text{П}j}\left(\frac{b_{\text{н}}+b_{\text{в}}}{2}\right)\right) = EA_{\text{П}j}b_{\text{ср}}; \qquad (2.4.4.)$$

3) для формирования продольной жесткости поперечного сечения принята приведенная площадь, соответствующая массе секции:

$$A_{\text{пр}j} = \frac{M_j}{h\rho_{\text{стали}}}. \qquad (2.4.5.)$$

Результаты расчета сведены в табл. 2.4.3.

Таблица 2.4.3.

Геометрические характеристики секций

секция	h_i, м	b_i м	сечение пояса (труба квадратная), мм	площадь сечения поясов, см^2	масса секции, кН	момент инерции, $\cdot 10^6$ см^4	средний момент инерции, $\cdot 10^5$ см^4	приведенная площадь, см^2
1	0	14,30	200 × 13	371,6	193,23	189,97	173,67	2051,3
	12	13,02	200 × 13	371,6		157,36		
2	12	13,02	200 × 13	371,6	144,03	157,36	142,59	1528,9
	24	11,73	200 × 13	371,6		127,82		
3	24	11,73	200 × 8	239,2	127,05	82,28	73,76	1348,7
	36	10,45	200 × 8	239,2		65,24		
4	36	10,45	160 × 6	147,2	72,76	40,15	35,51	772,3
	48	9,16	160 × 6	147,2		30,88		
5	48	9,16	140 × 6	128,4	51,83	26,93	23,42	550,2
	60	7,88	140 × 6	128,4		19,91		
6	60	7,88	100 × 5	75,6	45,68	11,72	9,96	485,0
	72	6,59	100 × 5	75,6		8,21		
7	72	6,59	100 × 5	75,6	34,77	8,21	6,76	369,1
	84	5,31	100 × 5	75,6		5,32		
8	84	5,31	100 × 5	75,6	29,90	5,32	4,19	317,4
	96	4,02	100 × 5	75,6		3,05		
9	96	4,02	80 × 6	71,2	27,05	2,88	2,10	287,2
	108	2,74	80 × 6	71,2		1,33		
10	108	2,74	80 × 6	71,2	22,02	1,33	0,852	233,8
	120	1,45	80 × 6	71,2		0,374		

h_i — высотная отметка, b_i — ширина верха или низа секции.

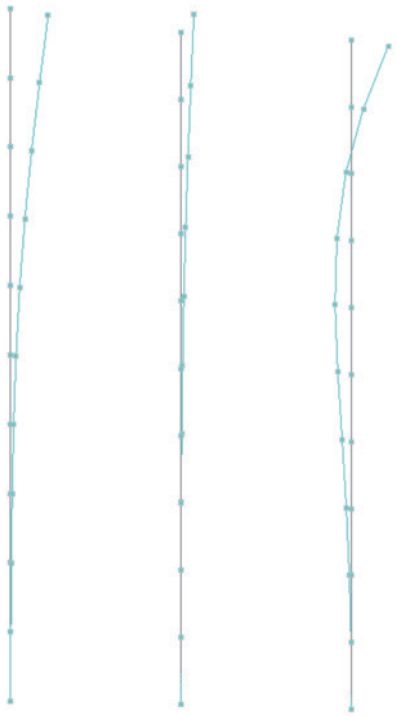
Разработан SCAD Soft
09.06.2019 13:58:16 NONAME основная схема 9.0001

Загру: N :	СОБСТВ. :	Ч А С Т О Т Ы		ПЕРИОДЫ :	Модальные массы (%)		
: П/П :	:			:			
жение:	: ЗНАЧЕНИЯ :	РАД/С	ГЦ	С :	Mx	My	Mz
2 1	0.18903	5.290154	0.841954	1.187713 :	26.60	0.00	0.00
2	0.18903	5.290154	0.841954	1.187713 :	0.00	26.60	0.00
3	.0586189	17.05932	2.715076	0.368313 :	23.54	0.00	0.00
4	.0586189	17.05932	2.715076	0.368313 :	0.00	23.54	0.00
5	.0278371	35.92316	5.71735	0.174906 :	15.07	0.00	0.00
6	.0278371	35.92316	5.71735	0.174906 :	0.00	15.07	0.00
7	.0161134	62.05992	9.877143	0.101243 :	10.54	0.00	0.00
8	.0161134	62.05992	9.877143	0.101243 :	0.00	10.54	0.00
9	.0102462	97.59649	15.53296	.0643792 :	5.88	0.00	0.00
10	.0102462	97.59649	15.53296	.0643792 :	0.00	5.88	0.00

Рис. 2.4.7. Собственные частоты колебаний стержня с 20-ю степенями свободы (протокол из SCAD Office)

Рис. 2.4.8. Конечно-элементная схема стержня с 20-ю степенями свободы (по две в каждом узле — по *X* и по *Y*) ▶





◀ **Рис. 2.4.9.** Первая, вторая и третья СФК стержня с 20-ю степенями свободы

На рис. 2.4.7 приведены собственные частоты колебаний, на рис. 2.4.8 — схема стержня с 20-ю степенями свободы, а на рис. 2.4.9 — первые несколько СФК стержня с 20-ю степенями свободы.

На рис. 2.4.7 представлены только первые 10 собственных частот из 20. Ввиду симметрии сооружения, очевидно, что они являются «парными» — имеют одинаковые значения по осям *x* и *y*.

Как видно из результатов, для первых значений собственных частот погрешность между результатами расчета двумя методами невелика (в пределах третьего десятичного знака). Вторые, третьи и т. д. собственные частоты имеют значительную погрешность, однако, ввиду того что данные частоты превышают предельные (т. е. те, для которых нужно вычислять коэффициент динамичности), результатами данного расчета можно удовлетвориться. Формы колебаний так же практически совпадают.

2.4.3. Модальный анализ высотных зданий

Расчетную схему здание можно представить, как стержень постоянной или переменной жесткости, в зависимости от конструктивного решения.

Определить первую собственную частоту (рис. 2.4.10*а*) можно следующим образом:

$$\omega = \sqrt{\frac{6EI}{mH^3}}. \qquad (2.4.6)$$

Масса здания рассчитывается по формуле:

$$mV = V_{зд}k, \qquad (2.4.7)$$

где $V_{зд}$ — объем здания, м^3; k — коэффициент, принимаемый в зависимости от каркаса здания: $k = 0{,}2$ т/м^3 — для зданий из легких и деревянных конструкций;

$k = 0{,}25 \ldots 0{,}3$ т/м^3 — для зданий с металлическим каркасом;

$k = 0{,}35 \ldots 0{,}4$ т/м^3 — для зданий с ж/ б каркасом;

$k = 0{,}4 \ldots 0{,}45$ т/м^3 — для зданий со смешанным каркасом;

$k = 0{,}45 \ldots 0{,}5$ т/м^3 — для зданий с несущими ж/ б стенами;

$k = 0{,}55$ т/м^3 — для зданий с тяжелым каменным/кирпичным каркасом.

Расчетная схема с двумя степенями свободы (рис. 2.4.10*б*) позволяет приближенно определить уже первые две СЧ:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{1}{\lambda_1}};\ \ \omega_2 = \sqrt{\frac{1}{\lambda_2}}, \qquad (2.4.8)$$

где $\lambda_{1,2}$ — собственные числа, легко определяемые из уравнения (2.4.3).

$$\lambda_1 = 0{,}30115\alpha;\ \lambda_2 = 0{,}001135\alpha,$$

где $\alpha = \dfrac{mH^3}{3EI}$.

При расчете системы с тремя степенями свободы (рис. 2.4.10*в*) нетрудно решить это же уравнение и получить оценочное значение уже первых трех частот: $\lambda_1 = 0{,}26801\alpha$; $\lambda_2 = 0{,}00841\alpha$; $\lambda_3 = 0{,}00136\alpha$.

Важно понимать, что значения данных частот являются приближенными, т. е. оценочными, т. к. во-первых, масса здания определяется приближенно по строительному объему, во-вторых, высотное здание представляется как система со слишком маленьким числом степеней свободы. Кроме того, достаточно сложно определить жесткость здания.

Для расчетной схемы, в которой массы сосредоточены уже на каждом этаже (рис. 2.4.10*г*), аналитическое решение получить крайне затруднительно и расчет выполняют с применением программных комплексов.

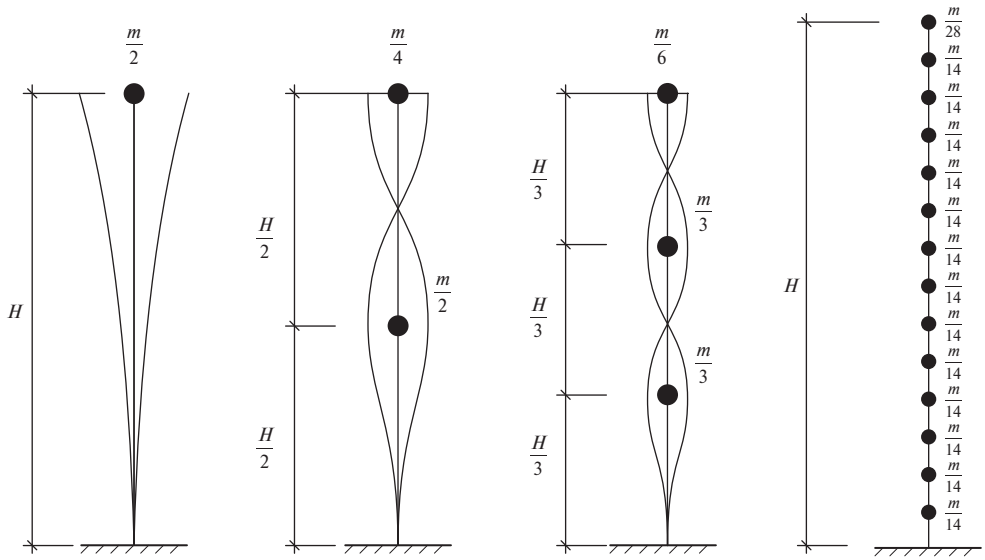


Рис. 2.4.10. Расчетные схемы для определения собственных частот секции здания: *а*) с одной степенью свободы; *б*) с двумя; *в*) с тремя; *г*) с 14-ю степенями свободы (для расчетной схемы с 14, 28, 42 и т. д. степенями свободы)

Ниже представлен пример расчета частот собственных колебаний многоэтажного здания.

Пример

В качестве примера рассмотрим каркасное здание со стальными колоннами и сталежелезобетонным перекрытием с шагом колонн 6 × 6 м. Исходные данные для расчета:

- габариты здания — 180 × 12 м;
- сечение колонн — двутавр колонный 40К5 по ГОСТ Р 57837—2017;
- толщина перекрытия — 300 мм;
- марка бетона — В25.
- высота этажа — 3 м.

План здания представлен на рис. 2.4.11.

Геометрические характеристики стержневой системы вычислены с помощью программного комплекса SCAD Office 21.1 (сателлит TONUS).

Стальные несущие колонны, являющиеся основными элементами инерции сооружения, в плане в расчетной схеме для определения геометрических характеристик замоделированы короткими пластинками, соединенными между собой уловными пластинками нулевой толщины, необходимыми для того, чтобы контур поперечного сечения здания (стержня) был связным.

Железобетонное ядро жесткости (в примере рассмотрен расчет без него) задается с помощью пластинок, повторяющих контур ж/ б стен, толщиной, равной толщине стены. В этом случае предстоит решить проблему эквивалентной жесткости ж/ б и стальных вертикальных стержневых элементов. Оставим читателю ее на самостоятельное рассмотрение.

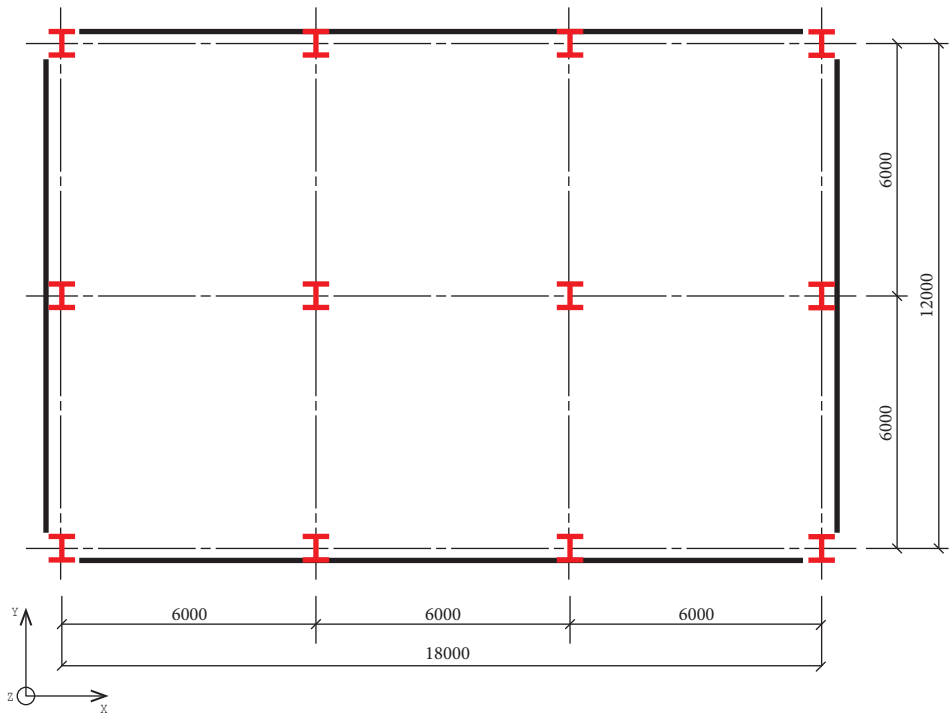


Рис. 2.4.11. План этажа высотного здания

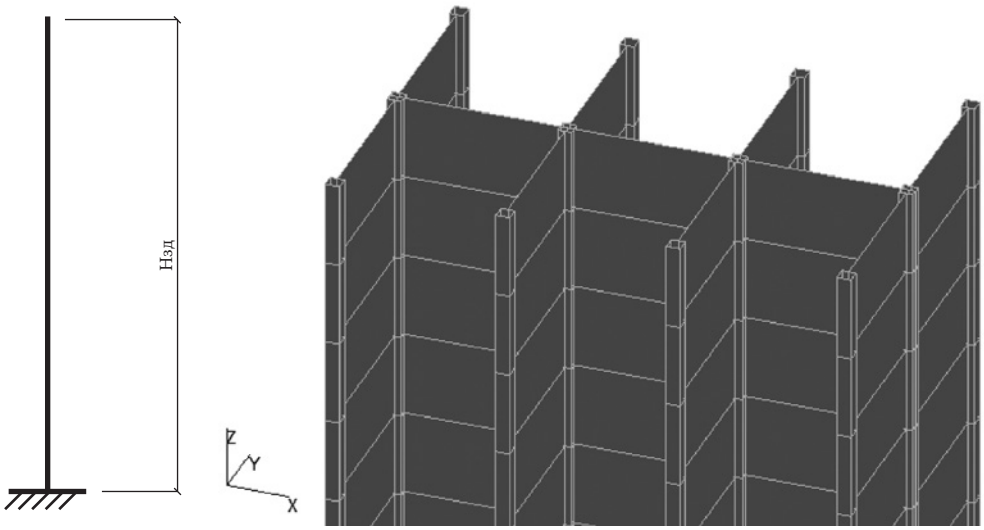


Рис. 2.4.12. Расчетная схема (*а*) и поперечное сечение (*б*) условной стержневой системы

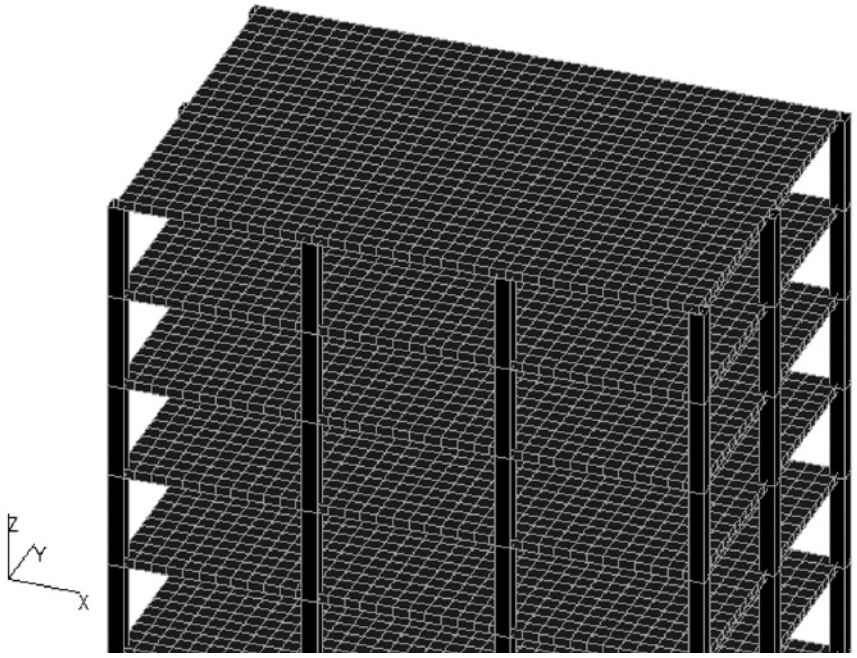


Рис. 2.4.13 Фрагмент расчетной схемы пространственной системы

В случае наличия раскосной системы, которая оказывает влияние на изгибную жесткость здания, эти пластинки могут иметь уже не нулевую толщину, а эквивалентную.

При расчете собственных динамических характеристик здания учитывался только собственный вес несущих конструкций — колонны и перекрытия (табл. 2.4.4).

Таблица 2.4.4.

Нагрузки на расчетные схемы

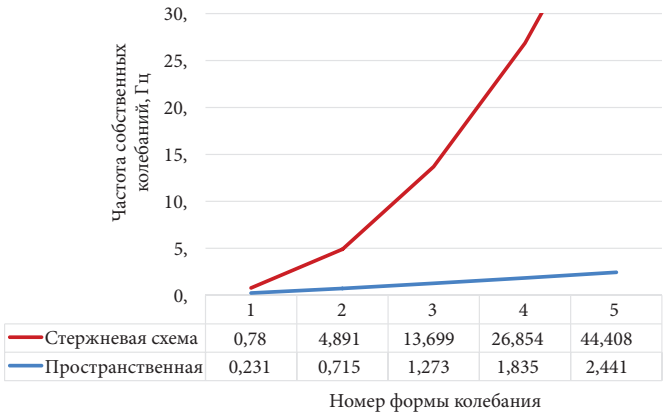
№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, $P^н$	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, $P^р$
1	Мет. колонна	0,2912 тс/м	1,05	0,306 тс/м
2	Ж/ б перекрытие	0,750 тс/м^2	1,1	0,825 т/м^2

Рассчитываемое здание имеет смешанный каркас, поэтому коэффициент $k = 0{,}45$.

Результаты модального анализа представлены в виде графиков зависимости значений первых пяти частот собственных колебаний от номера формы колебаний для обоих способов расчета (рис. 2.4.14—2.4.16).

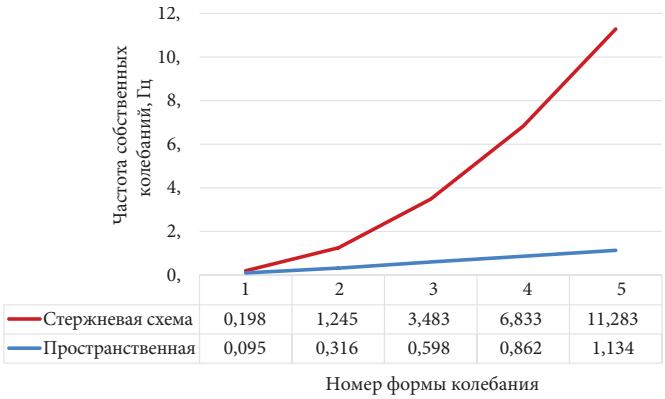
1) 25-этажное здание, $H_{зд} = 75$ м (распределение масс по Y — 469,037 т);
2) 50-этажное здание, $H_{зд} = 150$ м (распределение масс по Y — 938,073 т);
3) 75-этажное здание, $H_{зд} = 225$ м (распределение масс по Y — 1409,4 т).

Отличия между первыми частотами колебаний стержневой и пространственной схем представлены в табл. 2.4.5. Как видно из графика, экспресс-метод



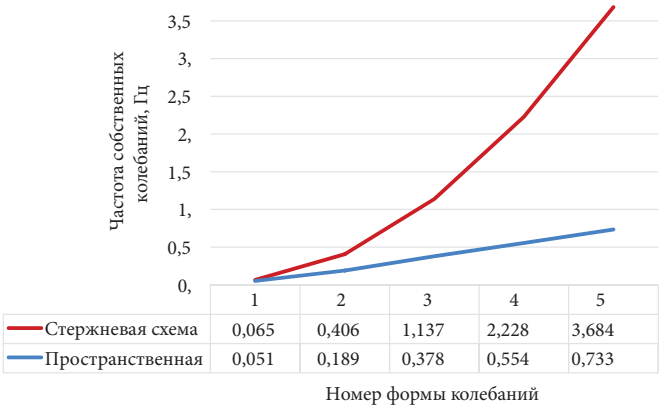
	1	2	3	4	5
Стержневая схема	0,78	4,891	13,699	26,854	44,408
Пространственная	0,231	0,715	1,273	1,835	2,441

Рис. 2.4.14. График зависимости частот собственных колебаний от номера формы колебаний для пространственной и стержневой схемы для 25-этажного здания



	1	2	3	4	5
Стержневая схема	0,198	1,245	3,483	6,833	11,283
Пространственная	0,095	0,316	0,598	0,862	1,134

Рис. 2.4.15. График зависимости частот собственных колебаний от номера формы колебаний для пространственной и стержневой схемы для 50-этажного здания



	1	2	3	4	5
Стержневая схема	0,065	0,406	1,137	2,228	3,684
Пространственная	0,051	0,189	0,378	0,554	0,733

Рис. 2.4.16 График зависимости частот собственных колебаний от номера формы колебаний для пространственной и стержневой схемы для 75-этажного здания

дает оценочный расчет первой собственной частоты с достаточной точностью при большом количестве этажей. На основании этого расчета (еще до формирования инженером-расчетчиком детальной расчетной схемы) может быть понятным, сколько первых форм колебаний необходимо учитывать в расчете, и приняты оперативные решения на этапе проектирования по увеличению жесткости здании — путем добавления в конструктивную схему дополнительных элементов жесткости.

Таблица 2.4.5.

Первые частоты колебаний стержневой и пространственной схем железобетонного каркасного здания

Кол-во этажей	Высота здания $H_{зд}$, м	Первая частота (стержневая схема)	Первая частота (пространственная схема)	Погрешность, %
25	75	0,78	0,231	238
50	150	0,198	0,095	108
75	225	0,065	0,051	27

В заключение раздела еще раз подчеркнем, что наиболее достоверные результаты дает модальный анализ с расчетной схемой, полностью соответствующей конструктивной, однако для ряда инженерных задач полезен рассмотренный выше «экспресс» — метод, дающий оценочные значения.

2.4.4. Учет ветрового воздействия

Ветровое воздействие является одним из наиболее опасных для высотного здания. Это воздействие оказывает существенный вклад в напряженно-деформированное состояние сооружения, особенно на элементы фундамента и несущих конструкции нижних этажей. Особенностью расчета на ветровое воздействие высотных зданий и сооружений является учет собственных динамических характеристик колебаний сооружений.

Методика расчета ветровой нагрузки на многоэтажные здания изложена в разделе 1.5.4 и она вполне применима для высотных зданий.

Ветровая нагрузка на высотное здание складывается из средней и пульсационной составляющей:

$$W = W_m + W_p \tag{2.4.9}$$

При этом W_p — пульсационная составляющая ветровой нагрузки — в формуле (2.4.9) часто определяется с учетом коэффициента динамичности ξ

Средняя составляющая ветровой нагрузки W_m; нормативное значение ветрового давления W_0 и эквивалентная высота здания z_e имеют те же самые зависимости, что и для зданий нормального уровня ответственности.

$$W_m = W_0 + K(z_e)C$$

Эквивалентная высота в высотных зданиях, сооружениях и комплексах, скорее всего, уже не будет относиться к первому типу зданий (рис. 2.4.17 *а*) и будет переменна по высоте (рис. 2.4.17 *в, г*). В высотных комплексах в некоторых случаях возможно уже соотношение ширины и высоты, близкое к 1,0...2,0 и поэтому применима схема по рис. 2.4.17*б*.

$$K\left(z_e\right) = K_{10}\left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha}. \tag{2.4.10}$$

C — аэродинамический коэффициент, для высотных зданий его следует определять с помощью аэродинамических испытаний, однако в курсовых работах допустимо принять его равным, как и для многоэтажных зданий ($C^{+} = 0{,}8$ — для наветренной стороны; $C^{-} = 0{,}5$ — для подветренной стороны).

В пульсационной составляющей (2.4.11) помимо коэффициента пространственной корреляции ν и коэффициента пульсации от давления ветра $\xi(z_e)$ важную роль играет коэффициент динамичности ξ:

$$W_p = W_m \xi \zeta(z_e) \nu, \tag{2.4.11}$$

$$\zeta\left(z_e\right) = \zeta_{10}\left(\frac{z_e}{10}\right)^{-\alpha}, \tag{2.4.12}$$

$$\nu = \nu(\rho, \chi),$$

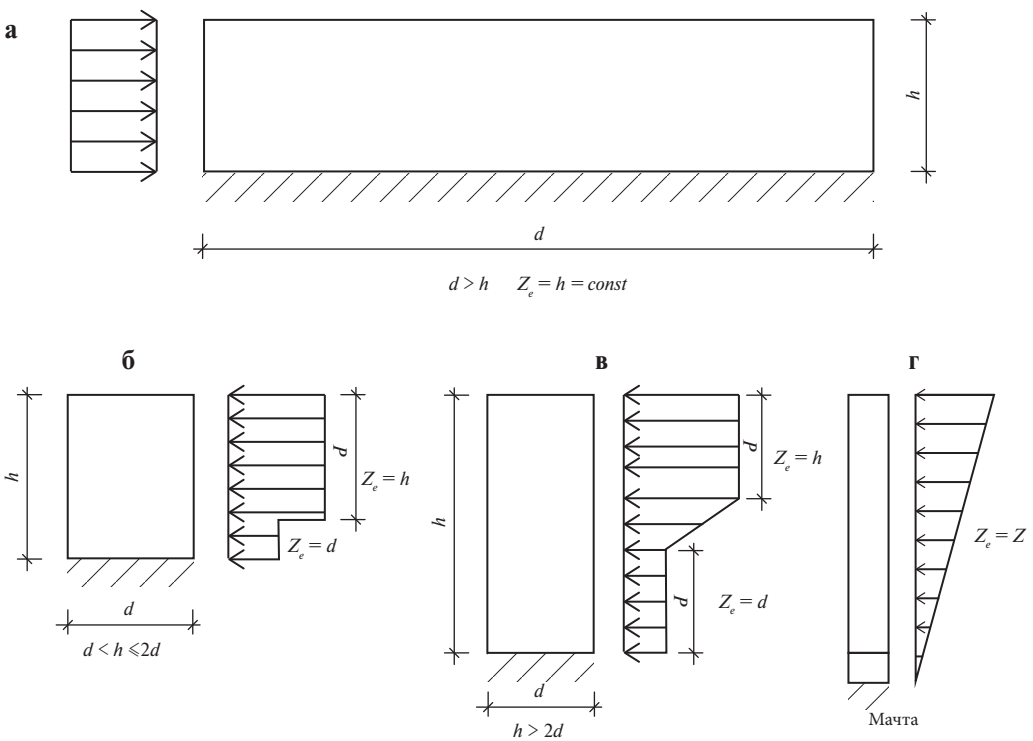


Рис. 2.4.17. Основные типы зданий и сооружений с точки зрения определения эквивалентной высоты (d — ширина обдуваемой стороны здания; направление ветра на эпюрах показано на рисунках условно; фактически приложено к плоскости d — h)

где $\rho = d$, $\chi = h$ (по табл. 11.6 СП 20.13330.2016, [9]).

Формула (2.4.11) справедлива, если выполняется следующее условие:

$$f_1 = \frac{\omega_i}{2\pi} < f_{lim},\ f_{2,3\ldots} > f_l,$$

где f_{lim} — лимитированная частота (зависит от нормативного значения ветрового давления, эквивалентной высоты, коэффициента надежности ветровой нагрузки и t безразмерного периода $T_{g,\,lim}$).

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_e)\gamma_f}}{940 T_{g,lim}}. \qquad (2.4.13)$$

Безразмерный период определяется по табл. 11.5 СП 20.13330.2016, [9], в зависимости от декремента δ, который различен для видов конструкций.

Коэффициент динамичности (по рис. 11.1 СП 20.13330.2016, [9]), зависит от еще одного безразмерного периода $T_{g,1}$:

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_e)\gamma_f}}{940 f_1}, \qquad (2.4.14)$$

f_1 — первая собственная частота в Гц;

При этом при расчете зданий и сооружений в качестве эквивалентной высоты принимается величина, составляющая 80% от высоты сооружения.

Если несколько собственных частот окажутся меньше лимитированной $f_{1,2,..s} < f_{lim}$, а $f_{s+1} > f_{lim}$,, то тогда расчет ветровой нагрузки проводится по методу спектрального разложения. Расчет ведется с учетом первых s форм колебаний.

$$W_{1p} = W_m \xi_1 \zeta\,(z_e)\ \nu,$$
$$W_{2p} = W_m \xi_2 \zeta\,(z_e)\ \nu,,$$
$$\ldots$$
$$W_{sp} = W_m \xi_s \zeta\,(z_e)\ \nu,.$$

В этом случае, разумеется, в формулу (2.4.8) подставляется не первая СЧ, а частота, соответствующая номеру формы колебаний, вызывающей ветровое воздействие $f_{1,2,..s}$ для того, чтобы получить соответствующие безразмерные периоды $T_{g,1}$, $T_{g,2}$... $T_{g,\,s}$.

Итоговое значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки принимается по формуле Розенблюма (в некоторых источниках — метод «ККСК» — корень квадратный из суммы квадратов):

$$W_p = \sqrt{W_{p1}^2 + W_{p2}^2 + \ldots + W_{p1}^2}.$$

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимается также равным 1,4.

Далее рассмотрим расчет сквозного высотного сооружения на ветровую нагрузку на уже ранее рассмотренном для модального анализа примере.

Пример расчета высотной опоры

Для расчета приняты: ветровой район — II, тип местности — В.

Средняя составляющая ветровой нагрузки

Расчет ветровой нагрузки был произведен по следующему алгоритму.

1. Вычислить контур площади каждой секции A_{kj} и площади проекций элементов, входящих в состав j-ой секции A_{ij}.
2. Вычислить коэффициенты проницаемости секции:

$$\varphi_j = \frac{\sum A_{ij}}{A_{kj}}. \qquad (2.4.15)$$

3. Определить коэффициенты снижения аэродинамических коэффициентов на последующие сквозные фермы, по графику на рис. 3.6.1, [11]

$$\eta_j = \eta_j\left(\varphi_j, \frac{b}{h}\right). \qquad (2.4.16)$$

4. Вычислить аэродинамические коэффициенты каждой *j*-ой секции:

$$c_{tj} = c_j\,(1+\eta_j)\,k_1\varphi_j \qquad (2.4.17)$$

5. Определить среднюю статическую ветровую нагрузку на каждую *j*-ю секцию:

$$w_{mj} = w_0 k(z_e)\,c_{tj}, \qquad (2.4.18)$$

где w_0 — значение ветрового давления, для II ветрового района принимаемое равным 0,30 кПа; $k(z_e)c_{tj}$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для соответствующей высоты k_1- коэффициент, принимаемый для квадратных в плане сооружений равным 1,0, для остальных — по СП 20.13330; c_j — аэродинамический коэффициент, для трубчатых сечений принимаемый 1,2.

Площади проекций элементов секций сведены в табл. 2.4.6.

Таблица 2.4.6.

Площади проекций элементов секций

секция	пояса, м²	раскосы, м²	распорки, м²	всего, м²
1	4,81	10,248	11,011	26,07
2	4,81	7,803	8,792	21,41
3	4,81	7,073	7,633	19,52
4	4,81	5,084	4,251	14,15
5	4,81	4,519	4,011	13,34
6	4,81	3,970	2,829	11,61
7	4,81	3,443	1,852	10,11
8	4,81	2,953	1,440	9,21
9	4,81	3,774	0,219	8,81
10	4,81	2,942	0,116	7,87

Расчет вычисления ветровых нагрузок представлен в табл. 2.4.7 и 2.4.8.

Таблица 2.4.7.

Вычисление аэродинамических коэффициентов

Секция	b_i, м	**Фронтальная поверхность трапеции**		*Площадь элемента* A_{ij}, м^2	c_{xi}	φ_j	η_j	**Аэрод. коэффициент,** c_{ij}
		Площадь A_{kj}, м^2	**Относ. положение центра тяжести трапеции,** α_i					
1	14,30 / 13,02	163,89	0,492	26,07	1,2	0,159	0,81	0,346
2	13,02 / 11,73	148,47	0,491	21,41		0,144	0,92	0,332
3	11,73 / 10,45	133,05	0,490	19,52		0,147	0,91	0,336
4	10,45 / 9,16	117,63	0,489	14,15		0,120	0,96	0,283
5	9,16 / 7,88	102,21	0,487	13,34		0,131	0,94	0,304
6	7,88 / 6,59	86,79	0,485	11,61		0,134	0,94	0,311
7	6,59 / 5,31	71,37	0,482	10,11		0,142	0,91	0,325
8	5,31 / 4,02	55,95	0,477	9,21		0,165	0,87	0,369
9	4,02 / 2,74	40,53	0,468	8,81		0,217	0,78	0,464
10	2,74 / 1,45	25,11	0,449	7,87		0,314	0,63	0,613

Таблица 2.4.8.

Вычисление значений узловых нагрузок*

Секция	h, м	$k(z_e)$	k_{cp}	c_{tj}	w_{mi}, кПа	A_{kj}, м^2	$(1-\alpha_j)$, α_j	$2P_{jниж}$, $2P_{jверх}$	P_j, кН
1	0	0,4	0,545	0,346	0,056	163,89	0,508	4,70	2,35
	12	0,69					0,492	4,56	5,27
2	12	0,69	0,795	0,332	0,079	148,47	0,509	5,98	
	24	0,9					0,491	5,78	6,23
3	24	0,9	0,975	0,336	0,098	133,05	0,510	6,67	
	36	1,05					0,490	6,42	6,05
4	36	1,05	1,115	0,283	0,095	117,63	0,511	5,69	
	48	1,18					0,489	5,44	5,68
5	48	1,18	1,240	0,304	0,113	102,21	0,513	5,92	
	60	1,3					0,487	5,63	5,62
6	60	1,3	1,345	0,311	0,126	86,79	0,515	5,62	
	72	1,39					0,485	5,29	5,23
7	72	1,39	1,435	0,325	0,140	71,37	0,518	5,17	
	84	1,48					0,482	4,81	4,88
8	84	1,48	1,525	0,369	0,169	55,95	0,523	4,94	
	96	1,57					0,477	4,51	4,67
9	96	1,57	1,610	0,464	0,224	40,53	0,532	4,83	
	108	1,65					0,468	4,26	4,27
10	108	1,65	1,685	0,613	0,310	25,11	0,551	4,29	
	120	1,72					0,449	3,49	1,75

* В табл. 2.4.8 значения узловых нагрузок определяются по формуле (2.4.18) с последующим домножением на площадь трапеции $A_{k,j}$ и коэффициент центра тяжести.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки

Примем для расчета тип местности В (при котором, согласно табл. 11.3 СП 20.13330.2016, $k_{10}=0{,}65$ и $\alpha=0{,}2$) и II ветровой район с нормативным давлением ветра $w_0=300$ Па

Эквивалентную высоту составляет $0{,}8\cdot 120=96$ м, ей соответствует коэффициент:

$$k(z_e)=k(96\text{ м})=1{,}606.$$

Безразмерный период колебаний составит при декременте $\delta=0{,}15$, соответствующем случаю стальных сооружений (п. 11.1.10*б* СП 20.13330.2016) составит $T_{g,\,lim}=0{,}0077$.

Тогда предельная частота свободных колебаний составит:

$$f_{lim}=\frac{\sqrt{300\cdot 1{,}606\cdot 1{,}4}}{940\cdot 0{,}0077}=3{,}588\text{ Гц}.$$

Таблица 2.4.9.

Анализ собственных частот колебаний высотного решетчатого сооружения

№ СФК	Частоты		Форма колебаний	Примечание
	Рад/с	Гц		
1	5,279	0,840	Изгибная («первая» по оси *X*)	Учитывается при действии ветра по направлению *X*
2	5,279	0,840	Изгибная («первая» по оси *Y*)	Учитывается при действии ветра по направлению *Y*
3	14,374	2,288	Изгибная («вторая» по оси *X*)	Изгибная форма колебаний, учитывается при действии ветра по направлению *X*
4	14,374	2,288	Изгибная («вторая» по оси *Y*)	Изгибная форма колебаний, учитывается при действии ветра по направлению *Y*
5	21,620	3,441	Выпучивание элементов решетки	Учитывается при действии ветра по обоим направления
6	22,209	3,534	Крутильная форма колебаний	Учитывается при действии ветра по обоим направления
7	22,270	3,544	Выпучивание отдельных элементов	Не учитывается
8	22,370	3,560	Выпучивание отдельных элементов	Не учитывается
9	22,617	3,600	Выпучивание элементов решетки	Учитывается при действии ветра по обоим направления
10	22,649	3,605	Выпучивание отдельных элементов	Не учитывается

Как видно из табл. 2.4.9, необходимо учесть первые 6 форм колебаний. При этом при рассмотрении ветровой нагрузки по направлению *X* нужно учесть первую, третью, пятую и шестую СФК, а по направлению *Y* — вторую, четвертую, пятую и шестую СФК.

Далее составляется таблица, аналогичная табл. 2.4.8, в которой вычисляются значения узловых нагрузок пульсационной составляющей. При этом вместо коэффициента $k(z_e)$ вычисляется по формуле (2.4.6*б*) коэффициент $\xi(z_e)$.

Данную процедуру для расчета ветрового воздействия в одном направлении (например, *X*) необходимо провести 4 раза — для каждой частоты ниже предельной, а затем по формуле Розенблюма получить итоговое значение пульсационной нагрузки, которая потом квазистатически прикладывается к расчетной схеме в программном комплексе.

Эти выкладки читателю предлагается выполнить самостоятельно.

Кроме того, пульсационная нагрузка может быть задана в расчетных программных комплексах. Однако при выполнении учебных заданий рекомендуется руководствоваться формулами действующего Свода правил, т. к. во-первых, не в каждом программном комплексе учтены последние изменения

в нормативном документе; во-вторых, является чрезвычайно полезным независимая от ПК оценка расчетчиком результатов модального анализа и учет тех или иных форм колебаний при задании нагрузок.

После определения ветровой нагрузки выполняется осуществляется проверка элементов здания или сооружения на прочность, устойчивость и жесткость.

Остановимся на особенностях определения ветровых нагрузок для высотных сооружений.

Для сооружений повышенного уровня ответственности, в т. ч. высотных зданий, аэродинамические коэффициенты устанавливаются на основе результатов:

- физического (экспериментального) моделирования — испытаний в аэродинамических трубах (см. приложения Ж и И СП 20.13330, [9]);
- математического (численного) моделирования ветровой аэродинамики с использованием современных верифицированных лицензионных программных комплексов.

На сегодняшний день численное моделирование аэродинамики реализовано в некоторых программных комплексах, например в ANSYS и Sofistik.

Кроме расчета на действие средней и пульсационной составляющей следует выполнять расчет на резонансное вихревое возбуждение, галопирование и дивергенцию.

Резонансное вихревое возбуждение

Резонансное вихревое возбуждение возникает в том случае, если критическая скорость ветра V_{cr}, при которой возможен ветровой резонанс, ниже максимально возможной скорости ветра V_{max}.

Критическая скорость ветра, при которой возможно резонансное вихревое возбуждение сооружения, определяется по формуле (2.4.14):

$$V_{cr} = \frac{k_v f_i d}{St}, \tag{2.4.20}$$

где f_i — собственная частота колебаний по i-ой изгибной собственной форме; d — характерный поперечный размер, как правило, это ширина здания в направлении ветрового воздействия. Для уникальных объектов переменной высоты эта величина может быть рекомендована при изысканиях, связанных с изучением конкретной местности и уточнением нагрузок; St — число Струхаля поперечного сечения (по данным модельных испытаний в аэродинамической трубе); например, в Лахта-центр данное число составляет 0,135; k_v — коэффициент, учитывающий эффект захвата собственной частоты колебаний, выбирается из диапазона 0,9...1,1 из условия реализации наихудшего варианта нагружения.

Например, в Санкт-Петербурге на высоте $z = 200$ м максимальная скорость для местности типа А составит $V_{\max} = 40{,}5$ м/с.

Галопирование

Галопирование — это раскачивание под воздействием ветрового потока плохо обтекаемых гибких (обладающих достаточной податливостью) элементов (рис. 2.4.18).

Характерным бытовым подобием галопирования высотного здания является раскачивание поезда или автомобиля при высоких скоростях движения (т. е. при относительной высокой скорости ветра).

Аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования могут возникнуть в том случае, если коэффициент:

$$a_g = \left(\frac{dc_y}{d\alpha} + c_x \right) k_s < 0, \qquad (2.4.21)$$

и скорость ветра V превысит некоторое критическое значение $V_{cr,g}$, т. е. в том случае, если

$$V > V_{cr,g} = \frac{2Scf_1 d}{-a_g \gamma_{cr}}, \qquad (2.4.22)$$

$$Sc = \frac{2m_l \delta}{\rho_a d^2}, \qquad (2.4.23)$$

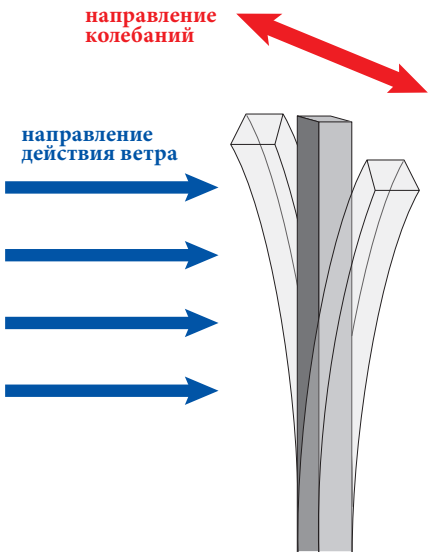


Рис. 2.4.18. Схема раскачки типа галопирования в высотном здании

где Sc — число Скратона; f_1 — частота колебаний по 1-ой изгибной собственной форме; d — характерный поперечный размер; m_l — эквивалентная погонная масса; $\rho_a = 1{,}25$ кг/м^3 — плотность воздуха; $\gamma_{cr} = 1{,}25$ — коэффициент надежности; $\delta = 0{,}07$ — логарифмический декремент колебаний при поперечных колебаниях здания; c_x и c_y — соответственно, аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления и боковой силы; $k_s = 0{,}9$ — коэффициент, зависящий от формы колебаний.

Дивергенция

Критическая скорость ветра, при которой возникают крутильные неустойчивые колебания типа дивергенции (рис. 2.4.19), определяются по формуле:

$$V_{div} = \sqrt{\frac{16G_t}{\rho_a d^2 h \frac{dc_m}{d\alpha}}}, \qquad (2.4.24)$$

где G_t — эквивалентная жесткость сооружения на кручение; d — характерный поперечный размер шпиля; $\rho_a = 1{,}25$ кг/м^3 — плотность воздуха; $dc_m/d\alpha$ — градиент измерения коэффициента c_m в зависимости от угла атаки α; c_m — аэродинамический коэффициент момента сил.

Если коэффициент $dc_m/d\alpha$ близок к нулю, то это исключает в рассматриваемом здании потерю аэродинамической устойчивости типа дивергенции.

Для оценки комфортности пребывания на верхних этажах здания используется значение ускорения колебания перекрытий верхних этажей a_d.

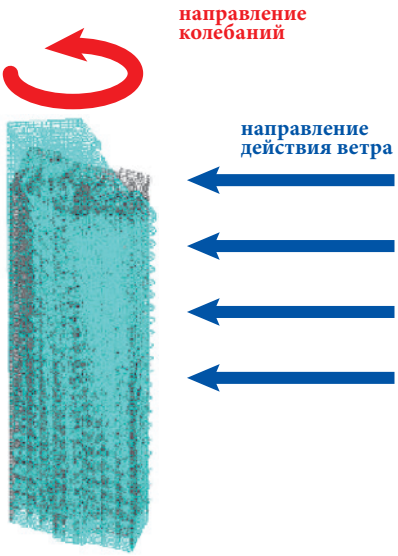


Рис. 2.4.19. Потеря аэродинамической устойчивости

Ускорение a_d, вызываемое действием пульсационной (динамической) составляющей ветровой нагрузки, вычисляется по формуле:

$$a_d = 0,7\Delta_n^g \left(2\pi f_1\right)^2, \qquad (2.4.25)$$

где Δ_n^g — перемещение точки, для которой производится вычисление ускорения, от действия нормативной пульсационной (динамической) составляющей ветровой нагрузки с периодом повторяемости в 10 лет; f_1 — первая частота собственных колебаний здания.

Ускорение колебаний a_d, как правило, определяется для перекрытия верхнего эксплуатируемого этажа. Предельное допустимое значение ускорения колебаний перекрытий верхних этажей, согласно требованиям СТУ.

Например, для уже ранее рассмотренного в разделе 2.2 здания Лахта-центр $a_d = 5,3\,\text{см}/\text{с}^2$ при допустимом значении $8,0\,\text{см}/\text{с}^2$ и, таким образом, условие комфортности пребывания на верхних этажах здания обеспечено.

2.4.5. Учет сейсмического воздействия и конструктивные мероприятия по обеспечению сейсмостойкости зданий

Описание сейсмических воздействий и задание «сейсмических нагрузок» рассмотрено в разделе 1.5.7. При расчете высотных зданий и сооружений определение сейсмических нагрузок имеет определенные особенности.

Высотные здания выше 100 м являются уникальными, а следовательно — относятся к зданиям повышенного уровня ответственности, что должно быть учтено соответствующими коэффициентами.

При расчете на сейсмические воздействия рассматривают две расчетные ситуации «расчетное» и «контрольное» землетрясение.

Расчетное землетрясение (РЗ) — землетрясение, на действие которого проектируются сечения и элементы здания и сооружения. Интенсивность РЗ принимается с учетом положений СП 14.13330. Расчет на действие РЗ выполняется с использованием линейно-спектрального метода с допущением повреждений ненесущих конструкций и повреждением несущих конструкций, не приводящим к их разрушению и обрушению сооружения или его частей, допускающим ремонт и восстановление сооружения.

Целью расчетов на воздействие РЗ является разработка проектных решений, позволяющих предотвратить частичную или полную потерю эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений соответствуют упругой работе материала.

В нормах, изданных до 2018 г. термина РЗ не было, был близкий по значению к нему — проектное землетрясение (ПЗ). При использовании читателем программных комплексов, разработанных до 2018 г. вполне допустимо выбирать в нем соответствующие характеристики и параметры.

Контрольное землетрясение (КЗ). На действие КЗ рассчитывают запроектированные по результатам РЗ сечения и элементы здания, сооружения. Целью расчетов на КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций здания, допустимость уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения, способность конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счет формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов.

Расчеты, соответствующие КЗ, следует выполнять:

- во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм (рис. 1.5.1),
- по теории предельного равновесия;
- с использованием иных научно обоснованных методов.

При расчете на КЗ следует задавать жесткостные характеристики конструкций здания, соответствующие прогнозируемому или назначаемому уровню деформирования или повреждения его элементов. Учет нелинейного характера зависимости между величиной внешнего воздействия и деформациями или перемещениями конструкций может выполняться как путем прямого задания диаграммы деформирования, так и с применением различных способов линеаризации.

В нормах, изданных до 2018 г., данного термина не было, был близкий по значению к нему — максимальное расчетное землетрясение (МРЗ). При использовании читателем программных комплексов, разработанных до 2018 г. вполне допустимо выбирать в нем соответствующие характеристики и параметры.

РЗ соответствуют данные карты А, а КЗ — карты В и С. Описание этих карт приведено в разделе 1.5.7, а сами карты — в Приложении А СП 14.1330.2018, [8].

Для расчетов зданий и сооружений в населенных пунктах непосредственно самими картами пользоваться неудобно, сейсмичность района строительства принимают по таблицам приложения А [8].

Однако в настоящее время Институтом физики земли разработан новый комплект карт ОСР 2016, в которой появилась особая карта — карта D, а карты А, В, С, в целом, повторяют данные соответствующих карт ОСР-2015 (рис. 2.4.20).

На карте D показаны районы, для которых вероятность возможного превышения в течение 50 лет, указанного на карте значения сейсмической интенсивности, составляет всего 0,5%. То есть в этих районах в 199 случаях из 200 в течение 50 лет будут зафиксированы менее интенсивные сейсмические воздействия, чем указано на карте. Расчетная периодичность землетрясений указанной интенсивности — 1 раз в 5000 лет.

Есть и другая особенность — расчетную сейсмичность площадки строительства следует определять на основании детального сейсмического районирования (ДСР) и сейсмического микрорайонирования (СМР). Это означает, что с точки

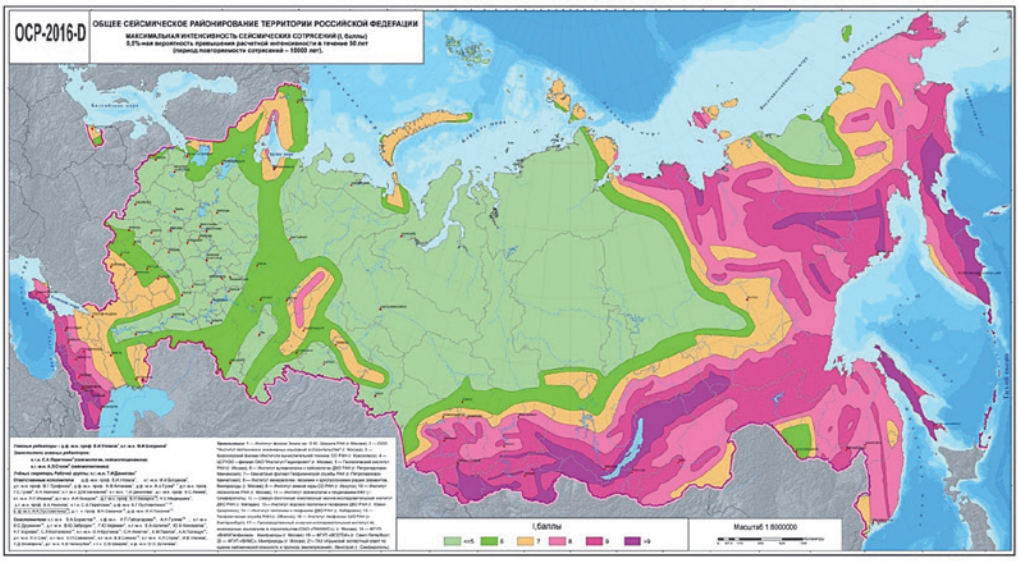


Рис. 2.4.20. Карта D

зрения проектирования высотных зданий любая площадка строительства может оказаться сейсмической и для нее нужно определять конкретные параметры расчета на сейсмическое воздействие и затем учитывать их в расчете.

Например, при расчете здания Лахта-центр высотой 460,7 м, состоящего из 86 надземных и 3-х подземных этажей (г. Санкт-Петербург, рис. 2.2.5—2.2.7) институтом физики Земли РАН им. О. Ю. Шмидта были проведены специальные исследования, по результатам которых определено, что расчетной величиной интенсивности сейсмического воздействия является 5.1 балл при средней повторяемости таких сотрясений 1 раз в 5000 лет (карта С по ОСР97 — на момент разработки проекта здания еще не было комплекта ОСР2015).

Этому уровню сейсмичности площадки строительства соответствуют следующие максимальные амплитуды ускорений:

- для *X*-компоненты — 35,4 см/с^2;
- для *Y*-компоненты — 34,5 см/с^2;
- для *Z*-компоненты — 22,6 см/с^2.

Расчет пространственной модели указанного здания на сейсмическое воздействие проводился также с использованием синтетических акселерограмм, однако усилия от сейсмического воздействия, несмотря на его учет, оказались малы и особое сочетание нагрузок оказалось менее опасным по сравнению с основными сочетаниями нагрузок.

Следует отметить, что на момент проектирования и строительства несущего каркаса Лахта-центр СП 267.1325800, [4], имеющего немного повышенные коэффициенты, еще не существовало, поэтому его применение для данного уникального объекта, возможно, привело бы к более высоким значениям сейсмических усилий.

Также известно, что для Москвы сейсмичность составляет 5—6 баллов, что соответствует ускорению основания в 25—50 см/с^2, соответственно (рис. 1.5.1).

Для зданий высотой до 100 м, согласно СП 267.1325800, [4], а также для учебных проектов допускается расчетную интенсивность определять по картам ОРС-2015 без проведения ДСР и СМ.

При расчете высотных зданий на два уровня сейсмических воздействий следует применять три типа моделей с соответствующими им методами расчетов:

а) упругая модель деформирования несущих конструкций высотных зданий при коэффициенте надежности сейсмической нагрузки, вводимом к интенсивности воздействия и принимаемом равным 1,0;

б) неупругая модель деформирования несущих конструкций высотных зданий при повышенном значении коэффициента надежности сейсмической нагрузки, вводимом к интенсивности воздействия и принимаемом равным 1,5. Нагрузки определяются во временной области с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях, наиболее опасных для данного здания или сооружения, а также с применением синтезированных акселерограмм, полученных в результате ДСР и СМР;

в) модель высотных зданий с поврежденными несущими конструкциями при повышенном значении коэффициента надежности сейсмической нагрузки, вводимом к интенсивности воздействия и принимаемом равным 1,5. Степень и локализацию повреждений несущих конструкций высотных зданий оценивают расчетами или определяют экспертно. Целями расчета являются сохранение упругого несущего ядра конструкции и недопущение прогрессирующего обрушения высотного здания.

Следует акцентировать внимание на то, что нужно ориентироваться одновременно на 2 свода правил — СП 14.13330.2018, [8] и СП 267.1325800.2016, [4].

Данные своды правил в некоторых моментах противоречат друг другу. И поэтому при расчете следует ориентироваться на оба эти документа, при этом рассматривая коэффициенты, соответствующие наиболее опасному НДС элементов сооружения.

Существует 2 принципиальных отличия между этими нормативными документами:

1) различные значения коэффициентов в расчетных формулах, которые не всегда удается однозначно интерпретировать (подробности в табл. 2.4.10);
2) использование различных расчетных схем (рис. 2.4.21, 2.4.22).

В СП 267.132580, [4], требует обязательного учета крутильных инерционных характеристик. Об этом было много дискуссий в научных кругах, в целом проблема не только не решена, но и четко и однозначно до конца математически не сформулирована. Пространственная стержневая расчетная схема (рис. 2.4.22), представленная в [4], хорошо подходит для зданий на металлическом каркасе. Это дискретная трехмерная модель со множеством степеней свободы. По направлениям степеней свободы задаются обобщенные координаты, описывающие поступательные и угловые (вращательные) перемещения модели и однозначно определяющие ее положение в пространстве. При относительном движении на массы модели действуют внешние инерционные сейсмические силы и моменты.

Консольную же модель (рис. 2.4.21) можно рассматривать как вырожденный частный случай пространственной модели, удобный для иллюстрации методов

Таблица 2.4.10.

Сравнительный анализ требований различных сводов правил по сейсмике

Параметр	Общее	Отличия	
		СП 14.13330.2018, [8] (для всех зданий и сооружений, в т. ч. уникальных и высотных)	СП 267.1325800.2016, [4] (только для высотных зданий и комплексов)
1	2	3	4
Предельная высота здания	—	Здания и сооружения на стальном каркасе в районе сейсмичностью 7—9 баллов должны иметь высоту не более 200 м	Не установлена
Расчетная схема	—	Рис. 2.4.21	Рис. 2.4.22
Расчетная формула (приведенная к матричной форме)	Формула для сейсмических (инерционных) сил, соответствующих поступательным степеням свободы: $[S_i] = K_0 K_1 [M] g \beta_i K_\psi [\eta_i]$, (2.4.26) i — номер формы колебаний; $[S_i]$ — столбец узловых инерционных нагрузок; [M] — матрица масс, содержащая на главной диагонали узловые массы m_k по k-степени свободы	Вращательные степени свободы не учитываются	Формула для сейсмических (инерционных) моментов, соответствующих вращательным степеням свободы: $[M_i] = K_0 K_1 [\Theta] g \beta_i K_\psi [\eta_i^*]$, (2.4.27) $[M_i]$ — столбец узловых инерционных сейсмических моментов масс в предположении упругого деформирования конструкций; $[\Theta]$ матрица моментов инерции, содержащая на главной диагонали узловые моменты инерции Θ_k по k-степени свободы относительно каждой из трех собственных осей координат
K_0 — коэффициент надежности по ответственности	—	1) Особо опасные и технически сложные объекты; объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов, монументальные здания и сооружения; правительственные здания повышенной ответственности жилые, общественные и административные здания высотой более 200 м — 1,2/2,0; 2) уникальные здания (по Градостроительному кодексу), объекты, функционирование которых необходимо при землетрясении и ликвидации его последствий, здания основных музеев, государственных архивов, административных органов, органов управления; здания хранилищ национальных и культурных ценностей; зрелищные объекты; крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей; жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м; мачты и башни; сооружений связи и телерадиовещания высотой более 100 м, здания дошкольных образовательных организаций, общеобразовательных организаций, лечебных учреждений со стационаром, медицинских центров для МГН, спальных корпусов интернатов; другие здания и сооружения, разрушения которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям — 1,1/1,5; другие — 1,0/1,0	Здания высотой менее 100 м: 1,0 (классы КС-2; КС-1). Здания высотой от 100 до 200 м: $\geqslant$1,0 (класс КС-3). Здания высотой более 200 м: $\geqslant$1,2 (класс КС-3). Для наиболее ответственных элементов Заказчик имеет право увеличивать значение по согласованию с проектировщиком

Продолжение таблицы 2.4.10.

1	2	3	4
K_1 — коэффициент, учитываемый допускаемые повреждения	Здания и сооружения, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются — 1,0 (по заданию на проектирование); здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые на стальном каркасе без вертикальных диафрагм/связей — 0,25; то же, с диафрагмами и связями — 0,22; объекты пониженного уровня ответственности — 0,12		
K_ψ	—	Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т. п.) — 1,5. Каркасные бессвязевые здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформируемость — 1,3. Прочие — 1,0	Здания небольших размеров в плане ($h/b \geqslant 1/7$) — 1,8. Здания с соотношением ($h/b < 1/7$) — 1,5. h — высота здания от фундамента до оси ригеля верхнего покрытия; b — размер здания в плане вдоль учитываемого сейсмического воздействия
A — ускорение основания под сооружением	Нормами установлены следующие ускорения, соответствующие сейсмическому району, в котором осуществляется строительство: 7 баллов — 2 м/с^2; 8 баллов — 4 м/с^2; 9баллов — 8 м/с^2. Фактическое же ускорение основания на конкретной площадке строительства соответствует другому значению балльности, которое может быть повышено либо понижено на 1 балл в зависимости от категории грунта в основании по сейсмическим свойствам, определяемой инженерами-геологами при изысканиях. В случае отсутствия реальных сведений о площадке строительства категория уточняется по СП 267.1325800, [4], или СП 14.13330.2018, [8]	1) Нормами регламентировано 4 категории грунта — от самых прочных, скальных и т.д. (I категория) до грунтов, склонных к разжижению при динамических воздействиях (IV категория). 2) Сейсмичность при грунтах I категории понижается на 1 балл (кроме 7 баллов); сейсмичность при грунтах II категории не меняется; сейсмичность при грунтах III и IV категории повышается на 1 балл	1) Только 3 категории грунта, категория IV не регламентирована. 2) Сейсмичность при грунтах I категории понижается на 1 балл; сейсмичность при грунтах II категории не меняется; сейсмичность при грунтах III категории повышается на 1 балл
β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i собственной форме колебаний	По Своду правил ([4] или [8]) максимальное значение составляет 2,5*	—	—

Продолжение таблицы 2.4.10.

1	2	3	4
η_i — вектор локальных коэффициентов, соответствующий i собственной форме колебаний	—	Учитывает только линейные инерционные характеристики (масса) — формулы (2.4.23—2.4.24)	Учитывает дополнительно поворотные инерционные характеристики — формула (2.4.26)
Коэффициенты сочетаний	Значения коэффициента сочетаний: постоянные — 0,9; временные длительные — 0,8; кратковременные (на перекрытия и покрытия) — 0,5	—	—
Коэффициенты условий работы m_p	Стальные, железобетонные с жесткой арматурой — 1,3. Сварные соединения — 1,0. Болтовые и заклепочные соединения — 1,1. При расчете на устойчивость элементов стальных конструкций: гибкостью свыше 100—1,0; гибкостью 20...100—1,0...1,2; гибкостью менее 200—1,2. При расчете стальных и железобетонных конструкций, подлежащих эксплуатации в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40 °С, следует принимать $m_p = 0,9$	—	—

Примечание

* Следует отметить, что несмотря на единство методики определения коэффициента динамичности при сейсмическом воздействии практически во всех действующих и вышедших из действия отечественных нормативных документов (а также схожесть с зарубежными документами в максимальной величине 2,5), согласно СП 286.1325800.2016, [69], для объектов повышенной ответственности рекомендуется применять значение $\beta = 3,2$ как «соответствующее нормам атомной энергетики и наиболее близкое к реальным значениям»

динамики сооружений, в том числе линейно-спектрального метода. Для проектирования современных зданий и сооружений консольная модель, как правило, не применяется.

На коэффициенте динамичности β_i подробно останавливаться не будем. Во-первых, методика его вычисления одинакова для обоих сводов правил. Во-вторых, сертифицированные в России программные комплексы (SCAD, Lira и др.) автоматически его считают; поэтому при расчетном анализе высотных зданий и сооружений проектировщику достаточно правильно выполнить модальный анализ, введя корректно соответствующие исходные данные. Единственное, следует отметить, что данный коэффициент зависит от величины соответствующего периода собственных колебаний T_i и от категории грунтов по сейсмическим свойствам.

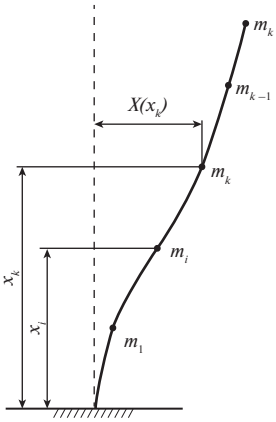


Рис. 2.4.21. Линейная динамическая расчетная схема СП 14.13330.2018, [8]

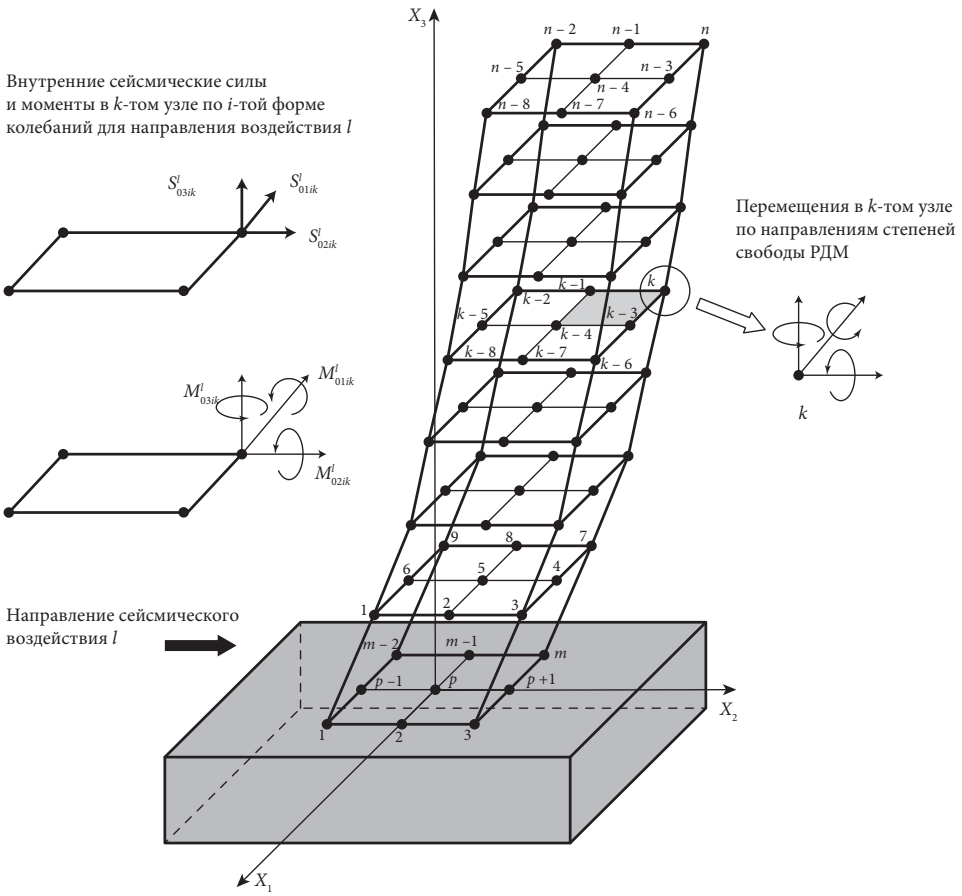


Рис. 2.4.22. Пространственная динамическая расчетная схема СП 267.132580

В учебных целях при выполнении курсовых работ и практических заданий можно ограничиться рассмотрением расчетной формулы, учитывающей только линейные инерционные характеристики (массами в соответствующих направлениях) и пренебречь поворотными (моментами инерции на изгиб и кручение).

Перепишем (выражение 2.4.27, табл. 2.4.10) в матричной форме (на примере схемы с двумя степенями свободы, ранее приведенной на рис. 2.4.10 *б*) для первой и второй собственных форм колебаний, соответственно:

$$\begin{aligned}
[S_1] &= \begin{bmatrix} S_{11} \\ S_{21} \end{bmatrix} = k_0 k_1 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} A\beta_1 k_\psi \begin{bmatrix} \eta_{11} \\ \eta_{21} \end{bmatrix}, \\
[S_2] &= \begin{bmatrix} S_{12} \\ S_{22} \end{bmatrix} = k_0 k_1 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} A\beta_2 k_\psi \begin{bmatrix} \eta_{12} \\ \eta_{22} \end{bmatrix},
\end{aligned} \tag{2.4.28}$$

$$[\overline{\eta}_i] = \begin{bmatrix} \eta_{i1} \\ \eta_{i1} \end{bmatrix} = \overline{U}_i \overline{\eta}_i \,. \tag{2.4.29}$$

$[\eta_i]$ — вектор локальных коэффициентов, $\overline{U}_i$ — столбец перемещений, соответствующих i-той СФК, η_i — локальный коэффициент, являющийся отношением двух чисел, и определяемый по формуле:

$$\overline{\eta}_i = \frac{[U_i]^T [M] \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ \cdots \\ 1 \end{bmatrix}}{[U_i]^T [M][U_i]}. \tag{2.4.30}$$

Свойство, вытекающее из свойств ортогональности:

$$[\eta_1]+[\eta_2]+[\eta_3]+[\eta_4] = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}. \tag{2.4.31}$$

Локальные коэффициенты для расчета сейсмических моментов (по формулеле (2.4.27)):

$$\eta_i^j = \frac{\sum_{p=1}^{n} \sum_{j=1}^{3} m_p x_{jip} v_{\bar{x}\bar{y}0}^I}{\sum_{p=1}^{n} \sum_{j=1}^{3} (m_p x_{jip}^2 + \Theta_{jip} \alpha_{jip}^2)}. \tag{2.4.32}$$

Расчетные значения внутренних усилий в конструкциях от сейсмической нагрузки так же, как и от ветрового воздействия, определяют по формуле Розенблюма:

$$M = \pm\sqrt{M_1^2 + M_2^2 + \ldots + M_i^2 + M_n^2}, \quad (2.4.33)$$

$$N = \pm\sqrt{N_1^2 + N_2^2 + \ldots + N_n^2}, \quad (2.4.34)$$

$$Q = \pm\sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 \ldots + Q_n^2}, \quad (2.4.35)$$

n — количество динамических степеней свободы; i — номер формы колебаний

Если значения периодов $i_u(i+1)$ форм колебаний отличаются менее, чем на 10%, то расчетные значения нужно вычислять с учетом их взаимной корреляции:

$$M_p = \pm\sqrt{\sum_{i=1}^{n} M_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} M_i M_{i+1}\rho_i}, \quad (2.4.36)$$

$\rho_i = 2$, если $\frac{T_{i+1}}{T_i} \geq 0{,}9$; $\rho_i = 0$, если $\frac{T_{i+1}}{T_i} < 0{,}9$; $T_i > T_{i+1}$.

Итак, еще раз обратим внимание на 3 момента, отличающих расчет высотного и/или уникального здания от «обычного».

1) Повышающий коэффициент ответственности сооружения K_0.
2) Коэффициент допускаемых повреждений, равный 1,0 вместо пониженного.
3) Повышение ускорения основания A при землетрясении за счет перехода от карты A к картам B, C (или D).

В заключение описания и сопоставления методик расчета обратим внимание читателя, что по состоянию на 2020 г. СП 14.13330.2018, [8] содержит пункты, применение которых на обязательной основе удовлетворяет требованиям Технического Регламента (384-ФЗ). Перечень данных пунктов содержится в соответствующих постановлениях правительства (по состоянию на 2020 год действует Постановление Правительства Российской Федерации от 04 июля 2020 года № 985 [74]) На момент проектирования конкретного объекта нужно обязательно уточнять актуальный список обязательных нормативных документов и их отдельных пунктов.

Антисейсмические швы

Антисейсмические швы делят здание на отдельные, не связанные друг с другом объемы. Это позволяет исключить развитие значительных усилий в конструкциях из-за возникающей при землетрясение разности перемещений и деформаций отдельных частей здания. Здания и сооружения следует разделять антисейсмическими швами в случаях, если:

- здание или сооружение имеет сложную форму в плане;
- смежные участки здания или сооружения имеют перепады высоты 5 м и более, а также существенные отличия друг от друга по жесткости и (или) массе.

Допускается устройство антисейсмических швов между высокой частью и 1—2-этажными пристраиваемыми частями зданий путем шарнирного опирания перекрытия пристройки на консоль высокой части. Глубина опирания

должна быть не менее суммы взаимных перемещений и минимальной глубины опирания с обязательным устройством аварийных связей.

Для случаев, когда устройство осадочного шва не требуется, допускается не устраивать антисейсмические швы между зданием и стилобатом при расчетном обосновании совместности их работы и выполнении соответствующих конструктивных мероприятий.

Не допускается устройство антисейсмических швов внутри помещений, которые предназначены для постоянного проживания или длительного нахождения людей.

Расстояния между антисейсмическими швами не должны превышать для зданий и сооружений: из стальных каркасов — по требованиям для несейсмических районов, но не более 150 м.

Антисейсмические швы следует выполнять путем возведения парных стен или рам, либо рам и стен.

Ширину антисейсмического шва следует назначать по результатам расчетов в соответствии с 5.5, при этом ширина шва на каждом рассматриваемом уровне должна быть не менее суммы амплитуд колебаний смежных отсеков здания.

При высоте здания или сооружения до 5 м ширина такого шва должна быть не менее 30 мм. Ширину антисейсмического шва здания или сооружения бóльшей высоты следует увеличивать на 20 мм на каждые 5 м высоты.

Конструкции примыкания отсеков здания или сооружения в зоне антисейсмических швов, в том числе по фасадам и в местах переходов между отсеками, не должны препятствовать их взаимным горизонтальным перемещениям.

В заключение раздела приведем основные особенности проектирования зданий со стальным каркасом в сейсмических районах.

Стальные колонны многоэтажных каркасов рамного типа следует проектировать замкнутого (коробчатого или круглого) сечения, равноустойчивого относительно главных осей инерций, а колонны рамно-связевых каркасов — двутаврового, крестового или замкнутого сечений.

Ригели стальных каркасов следует проектировать из прокатных или сварных двутавров, возможно применение сварных двутавров с гофрированной стенкой.

Стыки колонн следует, как правило, относить от узлов и устраивать в зоне действия наименьших изгибающих моментов.

В колоннах рамных каркасов на уровне ригелей должны быть установлены поперечные ребра жесткости. Зоны развития пластических деформаций в элементах стальных конструкций должны быть вынесены за пределы сварных и болтовых соединений.

Гибкость стенки h_w/t_w ригелей рам из сварных двутавров должна быть не более 50. Свес поясов сечений ригелей не должен превышать значения $0{,}25t_f/(E/R_y)^{-0{,}5}$, где t_f — толщина пояса; E и R_y — модуль упругости и расчетное сопротивление стали соответственно.

Опорные сечения ригелей стальных каркасов многоэтажных зданий следует развивать за счет увеличения ширины полок или устройства вутов в целях снижения напряжений в сварных соединениях в зоне примыкания ригелей

Таблица 2.4.11.

Коэффициент условий работы

Расчетная ситуация	Величина коэффициента условий работы, m_{tr}
Прочность элементов стальных конструкций Прочность сварных соединений Прочность болтовых и заклепочных соединений	1,3 1,0 1,1
Устойчивость элементов: гибкостью $\geqslant$100 гибкостью $\leqslant$ 20 гибкость 20...100	 1,0 1,2 1,2...1,0

к колоннам. Допускается стыки ригелей с колоннами выполнять на высокопрочных болтах без увеличения опорных сечений ригелей.

Для элементов, работающих в упругопластической стадии, следует применять малоуглеродистые и низколегированные стали с относительным удлинением не менее 20%.

При проектировании одноэтажных производственных зданий с рамами в поперечном направлении и вертикальными связями по колоннам в продольном направлении вертикальные связи необходимо располагать по каждому продольному ряду колонн здания. Для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости покрытия и его элементов следует предусматривать систему связей между несущими конструкциями покрытия (фермами) в плоскости верхних и нижних поясов, а также в вертикальных плоскостях.

При расчете стальных конструкций помимо коэффициента γ_c, принимаемых в необходимо дополнительно использовать коэффициент условий работы m_{tr}, на который умножать расчетное сопротивление стального элемента (соединения).

Параметры расчетной схемы, подлежащие контролю по результатам расчета

При выполнении расчётов необходимо учитывать все высшие формы собственных колебаний, вносящие вклад в эффекты сейсмического воздействия.

Данное требование может считаться выполненными, если соблюдается любое из следующих условий.

1. Сумма эффективных модальных масс, учтенных в расчёте, должна составлять не менее 90% общей массы системы, возбуждаемой понаправлению действия сейсмического горизонтального направления, и не менее 75% для вертикального воздействия.
2. Учитываются все формы собственных колебаний, эффективная модальная масса которых превышает 5% от общей массы.

Данные условия должны быть проверены для каждого значимого направления сейсмического воздействия.

Кроме того, при расчёте зданий и сооружений на сейсмические воздействия (без учета взаимодействия с грунтами основания) значения периодов свободных колебаний должны находиться в диапазонах, приведенных в таблице 2.4.12.

Таблица 2.4.12

Ориентировочные значения периодов свободных колебаний

Конструктивная система	**Периоды,** *с*
1 Каркасная	$T_1 = (0{,}12 \sim 0{,}15)*n$
2 Каркасная с диафрагмами	$T_1 = (0{,}08 \sim 0{,}12)*n$
3 Стеновая система	$T_1 = (0{,}04 \sim 0{,}08)*n$
3 Ствольная с внутренним ядром	$T_1 = (0{,}06 \sim 0Д0)*n$ $T_2 = (0{,}20 \sim 0{,}33)* T_1$ $T_3 = (0{,}14 \sim 0{,}20)\ T_1$

Примечания

1. Указанные периоды носят справочный характер и предназначены для оценки рациональности выбранного рабочего варианта конструктивного решения.
2. Диапазоны периодов колебаний, применимы для зданий высотой до 100 м.
3. «n» — этажность здания.
4. Значения периодов T_1 приводятся для зданий с регулярным расположением масс и жесткостей при числе этажей «n».

При значительных отклонениях расчётных периодов колебаний от приведенных в таблице 2.4.12 значений, необходимо выполнить регулирование исходных параметров расчётной модели: жёсткостных характеристик вертикальных несущих конструкций (компоновку, количество, сечения).

В конструкциях с равномерно изменяющимися по вертикали жёсткостями и массами, расчётные значения внутренних сил, перемещений и СФК должны изменяться равномерно сверху вниз и иметь эпюры в виде главных, лекальных кривых без значительных скачков.

Для снижения отрицательного влияния крутильных колебаний и эффективного повышения сейсмостойкости здания рекомендуется:

а) ограничить отношение первого периода собственных колебаний T_t при кручении к первому периоду собственных колебаний T_1 при поступательном движении:

$$\frac{T_t}{T_1} \le 0{,}8;$$

б) обеспечить преобладание первых двух периодов собственных колебаний T_1 и T_2 над первым периодом собственных колебаний при кручении:

в) отношение максимального горизонтального перемещения угловой точки перекрытия $U_{\max}$ к среднему горизонтальному перемещению $\overline{U}$ не должно превышать величины:

$$\frac{U_{\max}}{\overline{U}} \le 1{,}8.$$

Перекосы этажей (отношение разности горизонтальных перемещений верха и низа k-го этажа к его высоте): $\Delta_k = \dfrac{U_k - U_{k-1}}{H_{эт}}$, следует ограничивать для зданий со стальным каркасом величиной $1/150$

Если величина перекосов одного или нескольких этажей здания не отвечают требованиям 8.3.2.8, то горизонтальные жёсткости этих этажей должны быть увеличены.

2.4.6. Учет возможного прогрессирующего обрушения

Увеличение количества техногенных катастроф и террористических актов вскрыло проблему устойчивости здания против прогрессирующего обрушения и поставил перед проектировщиками задачу по расчете несущих конструкций, имеющих повреждения.

Прогрессирующее (лавинообразное) обрушение — это последовательное (цепное) разрушение несущих строительных конструкций, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие локального разрушения.Слово лавинообразное как нельзя лучше отображает суть происходящего процесса, когда из-за местного разрушения малой ограниченной площади (удаление колонны с примыкающими участками балки и/или перекрытия, участка перекрытия и стены и т. п.) происходит разрушение достаточно большой части или всего здания.

Устойчивость против прогрессирующего обрушения — это обеспечение несущей способности, как конструктивной системы сооружения в целом, так и примыкающих к зоне локального разрушения конструктивных элементов.

Локальное разрушение — это потеря несущей способности, устойчивости или отказ в функционировании отдельного несущего конструктивного элемента или группы несущих конструктивных элементов на ограниченной площади в результате особого воздействия или нагрузки.

Для многих зданий советской постройки в принципе невозможно выполнить расчет на прогрессирующее обрушения, так как удаление одного элемента сразу обуславливает лавинообразное обрушение всех остальных элементов и самого здания.

Требования к расчету на прогрессирующее обрушение отражены СП 385.1325800 «Защита зданий от прогрессирующего обрушения» [34]. Согласно требованиям норм, защита сооружения от прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любых элементов и их соединений соблюдается условие:

$$F \leqslant S, \tag{2.4.37}$$

где F — усилия в конструктивных элементах или их соединениях, определяемые расчетом; S — несущая способность конструктивных элементов и их соединений, определяемая с учетом специальных указаний.

Конструкции, для которых требования по несущей способности не удовлетворяются, необходимо усилить, либо следует принять другие меры, повышающие сопротивление конструкций прогрессирующему обрушению.

Согласно п. 4.1 СП 385.1325800 здания и сооружения должны быть защищены от прогрессирующего обрушения при локальном разрушении. При этом должна быть обеспечена несущая способность как конструктивной системы сооружения в целом, так и отдельных элементов в зоне локального разрушения.

Для того чтобы упорядочить и свести к минимуму различные вариации локального разрушения, в СП 385.1325800 четко прописаны зоны локального разрушения при расчете несущих конструкций, а именно:

- в пределах одного (любого) этажа здания и сооружения круг площадью не менее 28 м^2 (диаметр 6,0 м) для зданий и сооружений при высоте до 75 м, круг площадью не менее 80 м^2 (диаметр 10 м) для зданий и сооружений высотой от 75 до 200 м и не менее 100 м^2 (диаметр 11,5 м) для зданий и сооружений высотой более 200 м;
- пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления или на участке указанного размера (при размещении центра круга в месте пересечения стен);
- отдельно стоящей стены от края до ближайшего проема или на участке указанного размера (при размещении центра круга в центре тяжести сечения стены);
- колонн (пилонов), ядер жесткости или колонн (пилонов) с примыкающими к ним участками стен, расположенных на участке указанного размера [при размещении центра круга в центре тяжести сечения одной из колонн (пилона)].

В одноэтажных производственных зданиях следует рассматривать разрушение или удаление несущей конструкции на участке двух смежных шагов в однопролетных зданиях и смежных пролетах многопролетных зданий.

В любом случае следует рассматривать разрушение не менее одного из несущих элементов. Зона локального разрушения может располагаться в любом месте сооружения и не должна приводить к прогрессирующему обрушению всего сооружения. Для оценки устойчивости зданий и сооружений против прогрессирующего обрушения следует рассматривать наиболее опасные локальные разрушения.

В соответствии с требованиями СП 385.1325800 проверка устойчивости к прогрессирующему разрушению состоит в расчете пространственной расчетной схемы по первому предельному состоянию с удалением одного из несущих элементов, с учетом нормативных характеристик материалов конструкций, физической, геометрической и конструктивной нелинейности.

Удаляемый элемент выбирается, исходя из возможного аварийного сценария согласно п. 5.2 СП 296.1325800 [35]. В рамках подготовки к расчету следует проанализировать различные сценарии разрушения здания и выбрать наиболее опасные варианты.

При каркасной конструктивной схеме здания все варианты обрушения включают аварийное удаление колонны.

Расчетный анализ на устойчивость против прогрессирующего обрушения выполняется в квазистатической или динамической постановке по определенной процедуре.

Рассмотрим на примере расчет двухэтажного здания паркинга выполнен в квазистатической постановке в соответствии с Приложением Б СП 385.1325800. Для расчета создаем конструктивную модель в ПК ЛИРА-САПР и принимаем ее как первичную расчетную схему, рис. 2.4.23.

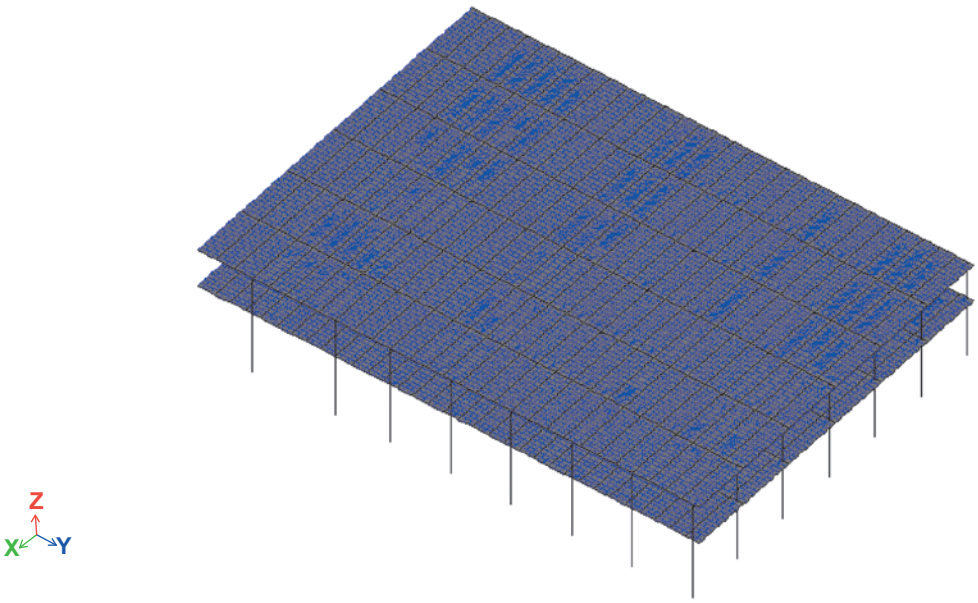


Рис. 2.4.23. Первичная расчетная схема для расчета на прогрессирующее обрушение

Далее определяем напряженно-деформированное состояние первичной расчетной схемы при нормальной эксплуатации здания, рис. 2.4.24.

Сценарий обрушения предполагает столкновение автомобиля с колонной. Данный вариант принят наиболее опасным. Удаляется колонна нижнего уровня.

После определения удаляемого элемента сформирована вторичная расчетная схема с исключенным элементом, в которой мгновенное удаление выключаемого элемента моделируется усилием, определенным в этом элементе при расчете по первичной расчетной схеме, прикладываемым во вторичной расчетной схеме с обратным знаком, рис. 2.4.25 и 2.4.26.

Далее проводим расчет конструктивной системы с удаленным элементом по вторичной расчетной схеме и определяем напряженно-деформированное состояние в элементах конструктивной системы, возникающее при локальном разрушении (выключении несущего элемента).

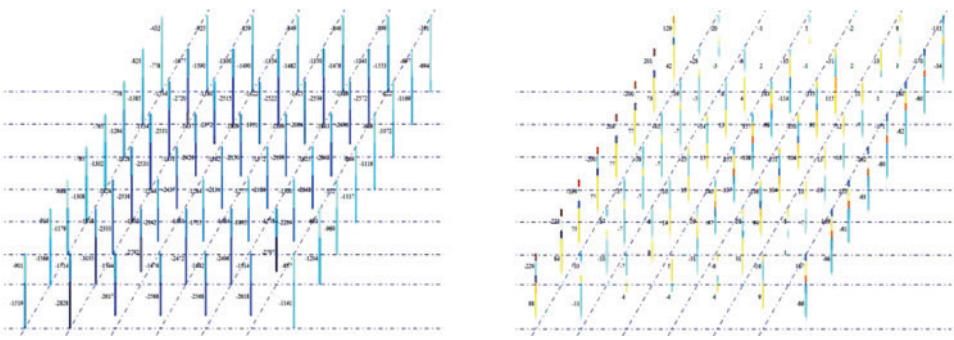


Рис. 2.4.24. Схема продольных усилий и изгибающих моментов в колоннах при нормальной эксплуатации здания

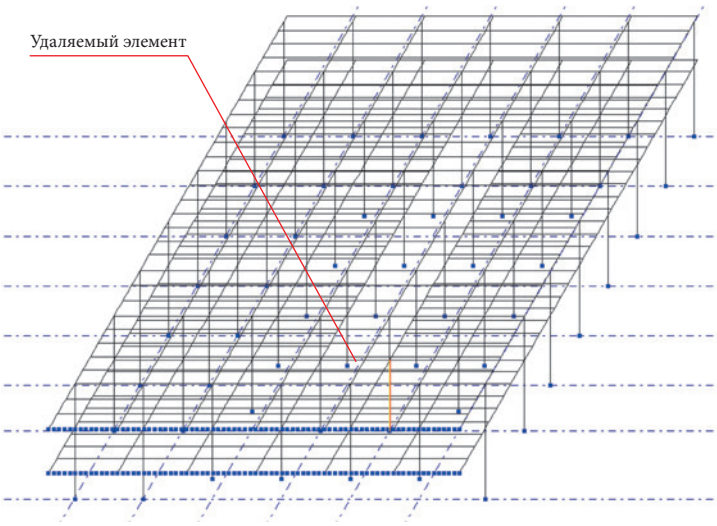


Рис. 2.4.25. Вторичная расчетная схема с удаленным элементом. Плиты перекрытий условно не показаны

После расчета производим проверку несущей способности элементов конструктивной системы по нормальным и наклонным сечениям с учетом требований норм. Если в процессе проверки условие прочности в каких-либо сечениях или узлах не выполняется, то проводят корректировку вторичной расчетной схемы, в которой исключают эти сечения и перерасчет конструктивной системы и вновь проверяют условие прочности сечений и узлов. Если сходимость итерационного процесса не происходит, то нарушается условие прочности и наступает прогрессирующее обрушение.

В любом случае при проектировании каркаса многоэтажного или высотного здания необходимо предусматривать дополнительные конструктивные мероприятия по повышению сопротивлению каркаса прогрессирующему обрушению [38—48], а именно:

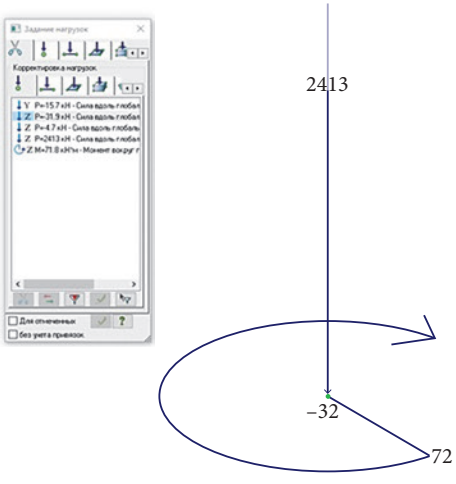


Рис. 2.4.26 Усилие, прикладываемое во вторичной расчетной схеме с обратным знаком

- установка при необходимости внутренних связей в уровне каждого перекрытия или покрытия в двух взаимно перпендикулярных направлениях, обеспечивающих несущую способность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге и работающих на всей длине;
- установка горизонтальных связей по наружным колоннам или стенам в пределах перекрытий и покрытия,
- установка вертикальных связей, которые связывают колонны каркасного здания или сооружения на всю его высоту,

• жесткое сопряжение балок с колоннами в двух направлениях или минимум в одном направлении,

• ввод в несущую систему многоэтажного здания или сооружения аутригерных конструкций.

2.4.7. Основные и особые сочетания нагрузок и воздействий. Аварийные нагрузки

Согласно требованиям норм (п 7.1.2 СП 267.1325800) при проектировании высотных зданий и комплексов необходимо учитывать нагрузки и воздействия в основных и особых сочетаниях, определяемых с учетом реализации наиболее неблагоприятных условий работы конструктивных элементов здания.

Основные сочетания нагрузок C_m согласно СП 20.13330.2016 состоят из постоянных, длительных и кратковременных:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + \ldots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \ldots); \quad (2.4.38)$$

где ψ_{li} ($i = 1, 2, 3...$) — коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок, ψ_{ti} ($i = 1, 2, 3...$) — коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Коэффициент сочетаний нагрузок представляет собой коэффициент, учитывающий уменьшение вероятности одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений.

Расчет конструкций по предельным состояниям 1-й и 2-й групп выполняют с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции. Как правило, расчет выполняют на расчетные сочетания нагрузок — все возможные неблагоприятные комбинации нагрузок, которые необходимо учитывать при проектировании объекта.

Коэффициент ψ_{l1} соответствует основной по степени влияния длительной нагрузке; ψ_{l2}, ψ_{l3} — коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок. Согласно СП 20.13330.2016 для основных сочетаний нагрузок коэффициент сочетаний длительных нагрузок определяется следующим образом: $\psi_{l1} = 1$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = 0{,}95$. Коэффициент ψ_{t1} соответствует основной по степени влияния кратковременной нагрузке; ψ_{t2} — коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке; ψ_{t3}, ψ_{t4} — коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок. Для основных сочетаний согласно СП 20.13330.2016 необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок $\psi_{t1} = 1{,}0$; $\psi_{t2} = 0{,}9$; $\psi_{t3} = \psi_{t4} = 0{,}7$.

Особые сочетания нагрузок C_S согласно СП 20.13330.2016 состоят из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок:

$$C_s = C_m + P_s, \quad (2.4.39)$$

где C_m — нагрузка для основного сочетания, P_s — нагрузка для особого сочетания.

Особые нагрузки представляют собой нагрузки и воздействия (например, взрыв, столкновение с транспортными средствами, авария оборудования,

пожар, землетрясение, некоторые климатические нагрузки, отказ работы несущего элемента конструкций), создающие аварийные ситуации с возможными катастрофическими последствиями. При расчете здания на особые нагрузки коэффициент надежности по ответственности принимается равным 1.

Особые нагрузки подразделяются на нормируемые (проектные) и аварийные.

К нормируемым (проектным) относятся особые нагрузки, интенсивность и распределение которых по поверхности или объему сооружений известны и заданы в действующих нормативных документах или задании на проектирование. К аварийным — особые нагрузки и воздействия, не регламентируемые в нормативных документах, которые могут привести к аварийной расчетной ситуации.

Аварийной расчетной ситуацией является ситуация, соответствующая исключительным условиям работы сооружения, которые могут привести к существенным социальным, экономическим и экологическим потерям.

Для особых сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и для конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l равен: $\psi_{l1} = 1{,}0$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = 0{,}95$; коэффициент сочетаний кратковременных нагрузок ψ_t равен $\psi_{t1} = 0{,}5$; ψ_{t2}, $\psi_{t3} = ... = 0{,}3$.

При учете сочетаний нагрузок основных и особых за одну временную нагрузку принимают: а) нагрузку одного вида от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана); б) нагрузку от нескольких источников, принимаемые со своими расчетными значениями, если они действуют совместно (нагрузки от оборудования, людей и складируемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом понижающих коэффициентов; нагрузки от нескольких мостовых или подвесных кранов с учетом коэффициента сочетаний; гололедно-ветровую нагрузку.

Проектирование с учетом особых воздействий выполняется в соответствии с требованиями СП 296.1325800.2017.

В сценариях аварийных расчетных ситуаций необходимо учитывать следующие проектные особые воздействия:

- экстремальные климатические (снеговые, ветровые, гололедные и температурные) воздействия (раздел 6 и приложение А СП 296);
- взрывные и ударные особые воздействия (разделы 7, 8 СП 296);
- особые нагрузки от пожарных автомобилей на стилобатные и подземные части зданий (раздел 9 СП 296);
- другие особые воздействия, регламентируемые действующими нормативными документами или указанные в задании на проектирование.
- При выборе сценариев расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания или сооружения.
- При расчете строительных конструкций на особые сочетания нагрузок необходимо учитывать следующие проектные климатические особые воздействия:

• расчетные экстремальные снеговые, гололедные нагрузки и температурные климатические воздействия, приведенные в 6.5, 6.7 и 6.8 СП 296 соответственно;

• особые воздействия, связанные со сползанием снега, приведенные в 6.5.2 СП 296;

• ветровые воздействия, которые могут возбуждать аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и различных видов флаттера, п 6.6 СП 296.

Для учета экстремальных снеговых, гололедных и температурных климатических воздействий, расчетные значения которых для отдельных населенных пунктов значительно превышают соответствующие расчетные значения, установленные в СП 20.13330, вводят дополнительный коэффициент надежности для экстремальных воздействий.

Рассмотрим пример определения экстремальной снеговой нагрузки для города Москва.

В соответствии с п 6.5.1 СП 296.1325800.2017 расчетное значение экстремальной снеговой нагрузки определяется по формуле:

$$S_{ext} = \gamma_a \gamma_f S_0 = 1{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}5 = 2{,}52 \text{ кПа},$$

где γ_a — дополнительный коэффициент надежности по экстремальной снеговой нагрузке, принимаемый по табл. А1 приложения А СП 296.1325800.2017; для ближайшей к Московской области Ельцы Тверская область Центральное УГМС III снеговой район $\gamma_a = 1{,}2$; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1{,}4$ (п. 10.12 СП 20.13330.2016); для III снегового района $S_0 = 1{,}5$ кПА, см. п. 6.1.1.2.

В качестве проектного особого воздействия по взрывным нагрузкам рассматривают внутренний взрыв (взрыв газа внутри помещении без проемов и с проемами) и внешний взрыв, рис. 2.4.27. При расчете на действие взрывных нагрузок в открытом пространстве (внешний взрыв) учитывают воздушную ударную волну (взрывную волну), инициированную взрывом конденсированного взрывчатого вещества или топливовоздушной смеси. Другие поражающие факторы при взрыве (действие осколков взрывного устройства, осколков



Рис. 2.4.27. Примеры разрушения зданий в результате аварийной ситуации

стекол окон и дверей и прочее) учитывают при разработке системы превентивных мероприятий по недопущению появления особых воздействий и по минимизации социальных и экономических потерь при возникновении ситуации.

В качестве ударной нагрузки рассматривают удары автотранспортных средств, удар вилочного погрузчика, удар вертолета, ударные нагрузки от рельсового транспорта. Ударные нагрузки учитывают как особые в тех случаях, когда они не входят в технологический процесс.

Ударную нагрузку от автотранспортных средств принимают для дворовых территорий и гаражей с движением легковых автомобилей в виде силы 50 кН в направлении движения и 25 кН в направлении, перпендикулярном движению. Места приложения нагрузки принимают для конструкций с наибольшей вероятностью столкновения: например, для внутренних конструкций — колонна в зоне проезда, для наружных конструкций — угловой участок фасада в зоне проездной арки. Нагрузки от столкновения легковых автомобилей с частями сооружений следует учитывать в расчетах как равномерно распределенные по площади ударного контакта, которые прикладываются на высоте 0,5 м от уровня проезжей части. Высоту площадки ударного контакта следует принимать равной 0,25 м, а ширину этой площадки — равной ширине конструктивного элемента, но не более 1,5 м.

При расчете на особые сочетания нагрузок используются нормативные сопротивления материалов и дополнительный коэффициент условий работы, повышающий расчетные сопротивления элементов и узлов. Расчетное сопротивление при экстремальных нагрузках R_{ext} определяется:

$$R_{ext} = R_i \gamma_{c,\,don}$$

где R_i — нормативное сопротивление материала.

Нормативные сопротивления прокатной стали следует принимать по СП 16.13330 с учетом допустимости работы пластичных сталей за пределом текучести. Коэффициент условий работы для пластичных сталей принимают равным 1,1.

Достаточно часто причинами возникновения аварийных ситуаций являются карстовая воронка под фундаментом здания (для карстоопасных районов); недопустимая горизонтальная нагрузка на вертикальные несущие элементы; разрушение (удаление) несущей конструкции в результате антропогенного вмешательства. Очень важно не только рассчитывать конструкцию на особое воздействие, но и не допускать такие воздействия в принципе путем разработки при проектировании и фактического внедрения при строительстве и эксплуатации здания превентивных (упреждающих) конструктивных и технологических мер безопасности.

Применяемые методы основываются как на общем усилении прочности и жесткости всего каркаса (принцип равнонадежности), так и на методах, основанных на эффективном перераспределении усилий в конструктивной схеме. Например, внедрение в конструктивную систему здания аутригерных этажей, см. п. 2.3.2 настоящего учебника, что позволяет уменьшить площадь обрушения. Значительную роль играют и превентивные мероприятия, представленные

в СП 296, например, возведение защитной подпорной стенки для предотвращения приближения транспортных средств к высотному зданию с целью террористического нападения, внедрение различных систем наблюдения и контроля доступа, повышение эффективности эвакуации при возникновении внештатной ситуации, текущий мониторинг за состоянием конструкций и систем здания.

Контрольные вопросы к разделу 2.4

1. Как при расчете нагрузок учитывается уровень ответственности здания?
2. К какому классу (классам) сооружений могут относиться высотные здания/сооружения?
3. В чем особенность расчета нагрузок на здания особо высокого класса сооружения? Какие здания к нему относятся?
4. Существуют ли отличия в расчете снеговой нагрузки на покрытие высотного здания?
5. Какие статические нагрузки необходимо дополнительно учитывать при проектировании высотных зданий?
6. В чем отличия величин «полезных нагрузок», действующих на высотные здания, по сравнению со зданиями нормального уровня ответственности?
7. От чего зависит толщина стенки гололеда?
8. Какие коэффициенты учитываются при расчете гололедной нагрузки?
9. Что такое модальный анализ и для чего он нужен?
10. Что такое главная форма колебаний? Как она по-другому называется?
11. Где в модальном анализе применяется задача о поиске собственных значений матриц и собственных векторов?
12. Опишите коротко, как представить сквозное высотное сооружение в виде стержневой системы с несколькими степенями свободы? Как вычислить эквивалентную жесткость?
13. Как представить высотное здание в виде стержневой системы с одной степенью свободы? С двумя? С тремя?
14. Сколько ориентировочно весит 1 м^3 здания с использованием металлического каркаса?
15. Назовите 4 типа зданий и сооружений с точки зрения характера приложения ветровой нагрузки по высоте. Какие из них наиболее очевидны для высотных зданий?
16. Что такое эквивалентная высота здания?
17. В каком случае необходим учет коэффициента динамичности при расчете многоэтажных и высотных зданий?
18. В каких случаях необходимо применять метод спектрального разложения при расчете ветровой нагрузки?
19. Как при анализе НДС от пульсационной составляющей ветровой нагрузки учитывается совокупность усилий, соответствующих различным формам колебаний?
20. Как при проектировании высотных зданий и сооружений надлежит определять аэродинамические коэффициенты ветрового воздействия?
21. Что такое галопирование?

22. Что такое дивергенция?
23. Чем галопирование отличается от дивергенции?
24. Для чего нужны числа Скратона и Струхаля? Как их возможно определить для конкретного высотного здания?
25. Чему равно допустимое значение ускорения при колебаниях от ветрового воздействия на верхних этажах высотного здания?
26. Что может произойти в случае, если критическая скорость ветра, воздействующего на высотное здание, ниже максимально возможной скорости в рассматриваемой местности?
27. В чем особенность определения сейсмических инерционных сил, действующих на высотное здание/сооружение?
28. Чем пространственная РДМ отличается от линейной РДМ?
29. Что такое локальный коэффициент воздействия сейсмической нагрузки? Что такое вектор локальных коэффициентов?
30. В чем суть воздействия на несущий основ здания при прогрессирующем обрушении?
31. В чем состоит методика «удаления элемента» при расчете на прогрессирующее обрушение? Как правильно выбрать этот элемент?
32. Какие виды сочетаний нагрузок предусмотрены нормами?
33. Какая комбинация воздействий учитывает все постоянные, длительные и кратковременные нагрузки? С какими коэффициентами?
34. Какая комбинация воздействий учитывает все постоянные, длительные и кратковременные нагрузки? Что в нее входит и с какими коэффициентами?
35. Какая комбинация воздействий учитывает особые воздействия? Что в нее входит и с какими коэффициентами?
36. Может ли ветровая нагрузка быть приложенной одновременно с сейсмическим воздействием?
37. Какие аварийные воздействия предусмотрены нормами?
38. Какие стратегии проектирования возможны при проектном аварийном сценарии?
39. Какие стратегии проектирования возможны при неопределенном аварийном сценарии?
40. Как вычислить значение экстремальной снеговой нагрузке для заданного города?
41. Что такое аварийная расчетная ситуация? Чем это понятие отличается от понятия «особого сочетания нагрузок»?

2.5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ОТДЕЛЬНЫХ ЧАСТЕЙ, УЗЛОВ И ЭЛЕМЕНТОВ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

2.5.1. Особенности узловых соединений высотных зданий

Каркас высотного здания воспринимает значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки, что требует высокой несущей способности от элементов

и узлов. Значительные усилия, действующие в узлах каркаса, усложняют их конструктивное решение. Рассмотрим особенности основных узлов каркаса высотного здания.

База колонны

Базы колонн высотных зданий выполняются аналогично базам для многоэтажных зданий. Базы колонн многоэтажных зданий рассмотрены в п. 1.9 «Узлы каркасов многоэтажных зданий» настоящего учебника.

Особенностью баз колонн высотного здания является то, что опорные плиты получаются более массивными, чем в многоэтажных зданиях. Массивные плиты выполняют либо в виде одного сплошного стального сляба, либо набирают из отдельных листов (слябов) и фиксируют их между собой на сварке.

В опорной плите при ее размерах в плане более 600 × 600 мм должны быть предусмотрены отверстия для контроля заполнения раствором (бетоном) зазора между опорной плитой и фундаментом. Зазор между фундаментом и опорной плитой до выполнения подливки должен составлять не менее 150 мм.

Торец стальных колонн фрезеруют, опорную плиту строгают, соединение колонны с опорной плитой соединяют на сварке.

Проектирование узлов примыкания стальных балок к стальным колоннам выполняют в соответствии с конструктивной схемой здания. В связевых каркасах узлы шарнирные, в рамных — жесткие.

Жесткие узлы выполняются с применением накладок на сварке или с применением высокопрочных болтов. При выполнении жестких узлов на накладках с помощью сварки накладки следует проектировать таким образом, чтобы исключить потолочные монтажные швы. Шарнирные узлы выполняют на обычных или высокопрочных болтах.

Следует отметить, что некоторые узлы не могут считаться жесткими или шарнирными, т. к. обладают определенной податливостью. При проектировании таких узлов необходимо учитывать коэффициент податливости, который определяется либо численным моделированием, либо экспериментально.

Примыкание стальной балки к сталежелезобетонной колонне осуществляется путем соединения балки с бетонной частью колонны через закладную деталь (рис. 2.5.1), либо непосредственно к жесткой арматуре через стальные элементы (рис. 2.5.2).

Примыкание стальной балки к стальной колонне подробно рассмотрено в п. 1.9. «Узлы каркасов многоэтажных зданий» настоящего учебника.

Оптимальными сечениями для колонн высотных зданий являются двутавровые и коробчатые сечения, рекомендуемым материалом для изготовления колонн высотных зданий является высокопрочная сталь. Для соединения колонн по высоте между собой используют фланцевые узлы, а также сварные и болтовые стыки с фрезерованными торцами.

Фланцевые стыки считаются более экономичными по сравнению с другими, но к недостаткам фланцевых стыков стоит отнести большое количество дефектов, возникающих при монтаже на стройплощадке, а именно появление зазоров между фланцами и несовпадение отверстий во фланцах. Также

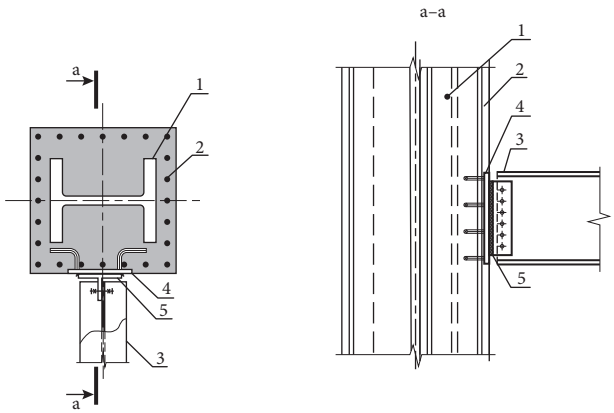


Рис. 2.5.1. Узел опирания стальной балки к бетонной части сталежелезобетонной колонны через закладную деталь. 1 — жесткая арматура, 2 — гибкая арматура, 3 — стальная балка, 4 — закладная деталь, 5 — флажок

при наличии фланцевого стыка колонн усложняется монтаж ограждающих конструкций.

Кроме фланцевых широко применяются стыки, в которых торцы соединяемых частей колонны фрезеруют. Фрезерование торцов обеспечивает надежную передачу значительных продольных усилий. Фиксация частей колонны после установки в проектное положение осуществляется на сварке или болтах. Преимуществами сварных и болтовых стыков с фрезерованными торцами являются простота изготовления и высокая скорость монтажа.

Стыки колонн размещают через один-три этажа. Место расположения стыка выбирают в зависимости от массы отправочного элемента. Ось стыка обычно располагают на высоте 800—1000 мм от уровня верха перекрытия.

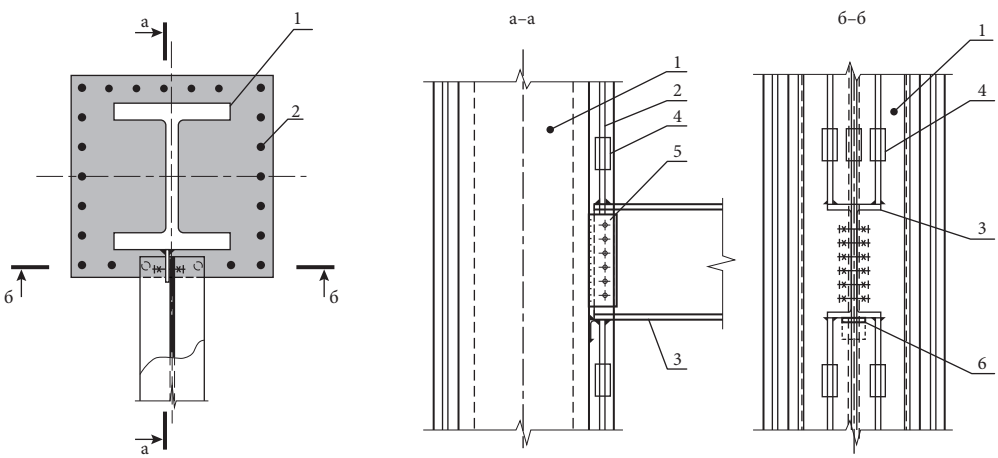


Рис. 2.5.2. Узел примыкания стальной балки к жесткой арматуре сталежелезобетонной колонны через стальной флажок (хомуты и шпильки условно не показаны). 1 — жесткая арматура, 2 — гибкая арматура, 3 — стальная балка, 4 — соединительная муфта гибкой арматуры, 5 — флажок, 6 — монтажный столик

Более подробно стыки колонн рассмотрены в п. 1.9. «Узлы каркасов многоэтажных зданий» настоящего учебника. Принципиальных отличий стыков колонн в высотных зданиях от стыков колонн в многоэтажных зданиях не наблюдается.

При выполнении стыков сталежелезобетонных колонн следует следить за тем, чтобы стык элементов, изготовленных из жесткой арматуры (сердечник колонны) не мешал располагать гибкую арматуру армирования.

2.5.2. Конструктивные узлы диагонально-сетчатых оболочек (ДСО)

При проектировании высотных зданий эффективно использование диагонально-сетчатых оболочек. Для создания таких конструкций требуются специфические узлы.

Узловое соединение ДСО представляет собой более сложную структуру, по сравнению со стандартным ортогональным узлом. Узлы ДСО работает на восприятие значительных усилий, изменяющихся по высоте здания. В узел ДСО приходит, как правило, не менее 6 диагональных и горизонтальных элементов каркаса, соединенных между собой центральным, как правило, пластинчатым элементом (рис. 2.5.3).

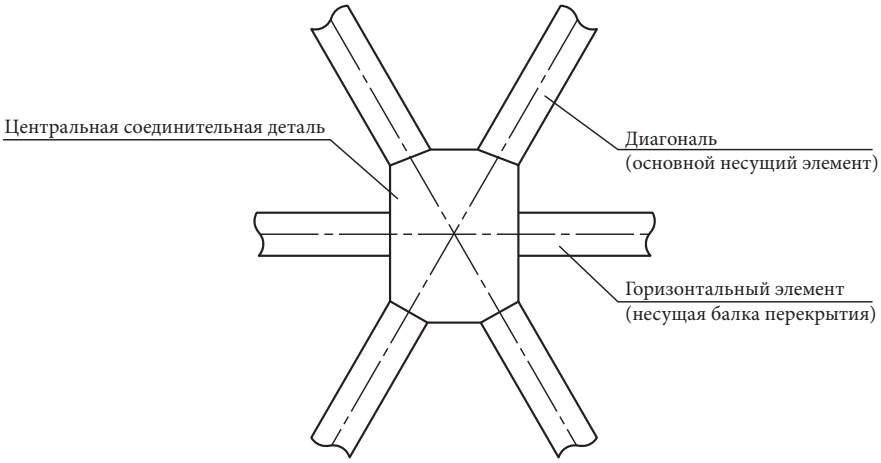


Рис. 2.5.3. Схема узла ДСО

Теоретически все узлы ДСО могут быть выполнены шарнирными, так как образованы жесткими треугольниками. В стержнях ДСО в основном возникают продольные усилия, которые передаются на узлы каркаса. В процессе монтажа, пока не сформирована треугольная сеть, в узлах могут возникать дополнительные усилия.

Для каркаса ДСО башни Сент-Мэри Экс 30 (Лондон), возведенной для лондонской штаб-квартиры компании Swiss Re, применены узлы с центральной соединительной деталью (рис. 2.5.4), изготовленной в заводских условиях, которая затем крепилась к остальным элементам конструкции через фланцевое соединение. Аналогичный узел был разработан и для башни Херст-тауэр (Нью-Йорк).

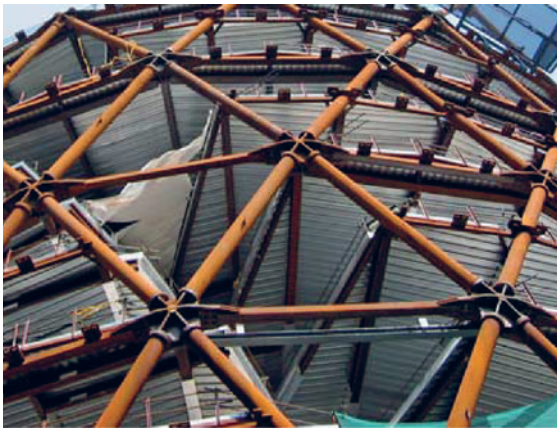



Рис. 2.5.4. *а*) узел ДСО башни Сент-Мэри Экс 30 [65];
б) узел ДСО башни Херст- тауэр

Особенность узлов ДСО заключается в том, что усилия должны передаваться строго по оси, а, следовательно, все диагональные элементы должны быть четко выровнены и их оси должны сходиться в центре узла. Такое выравнивание наиболее заметно на узле башни Сент-Мэри Экс 30.

Экспериментальные исследования узлов ДСО для сверхвысокого небоскреба Lotte Super Tower (Сеул), проведенные Young-Ju Kim, Myeong-Han Kim и др., при действии циклической горизонтальной нагрузки [65] показывают, что диагональные элементы в плоскости, параллельной направлению нагрузки, воспринимают поперечные силы, а диагональные элементы в плоскости, перпендикулярной направлению нагрузки, воспринимают моменты.

2.5.3. Узлы сопряжения в аутригерных системах

В высотных зданиях широко применяются аутригерные системы (раздел 2.3.2). С учетом важности работы аутригерной системы в общей работе каркаса здания проектирование узлов аутригерных систем требует повышенного внимания и должно выполняться с использованием научно-технического сопровождения на основании комплексных численных и экспериментальных исследований.

Для аутригерных систем применяют крупные сечения из прокатных профилей и составные сечения из листовой стали. Аутригеры обычно проектируют в виде безраскосных ферм (ферма Виренделя) либо обычных ферм с раскосами с узловыми соединениями на болтах или сварке (рис. 2.5.5—2.5.7).

Контрольные вопросы к разделу 2.5

1. Приведите рекомендации по выполнению жестких узлов на накладках.
2. Опишите достоинства и недостатки фланцевых стыков колонн.
3. Приведите схему и опишите конструкцию узлового соединения диагонально-сетчатых оболочек.

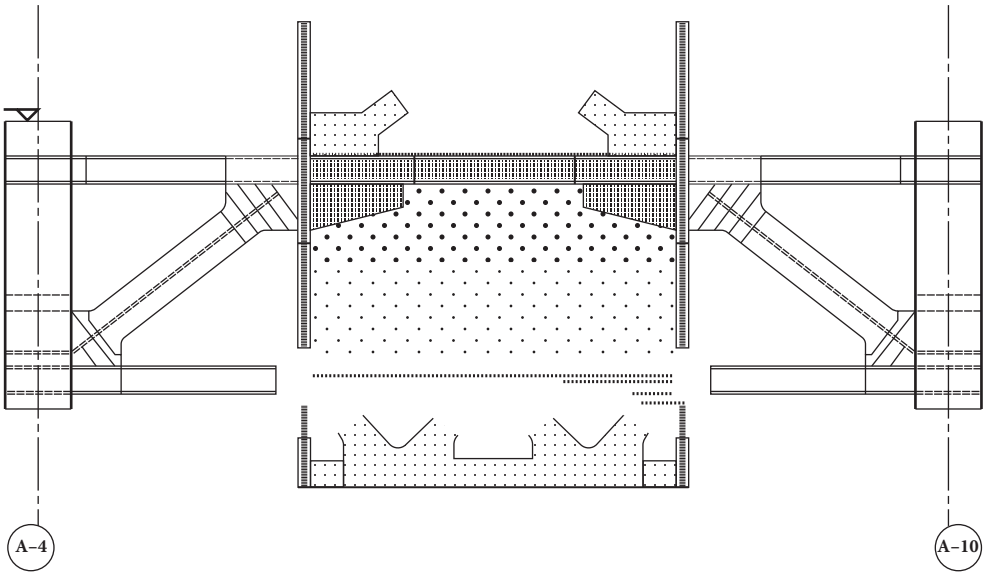


Рис. 2.5.5. Аутригерная система в небоскребе, Китай

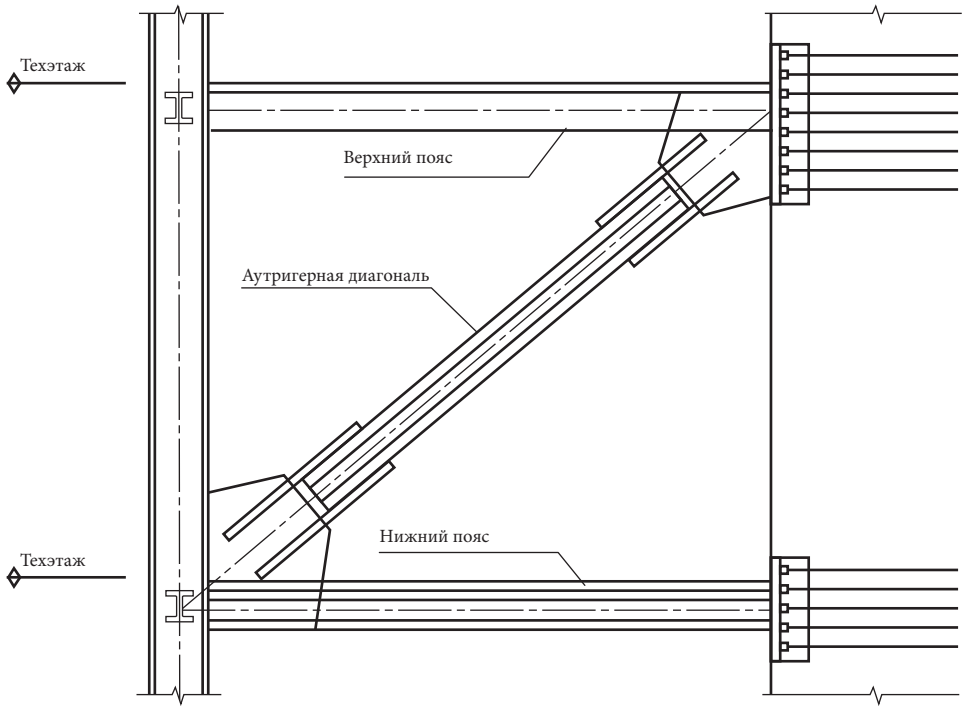


Рис. 2.5.6. Аутригерные соединения посредством закладных деталей и анкерных стержней ®Thornton Tomasetti [25]

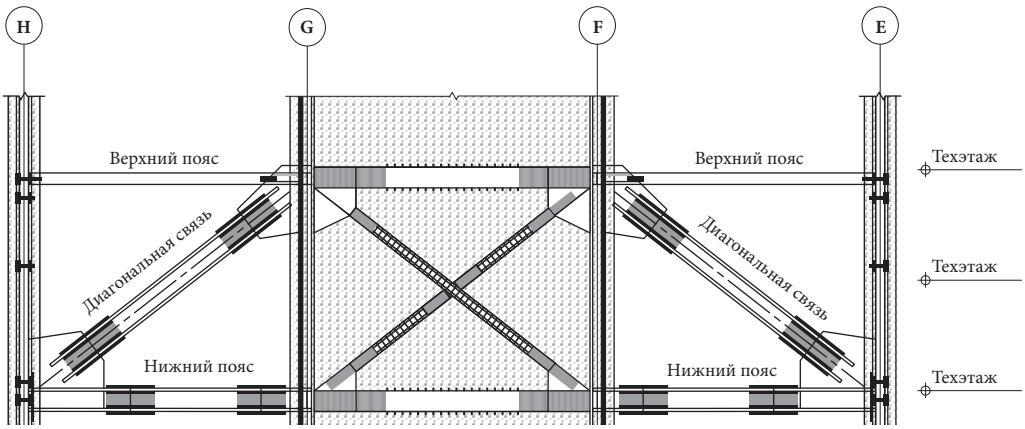


Рис. 2.5.7. Аутригерные соединения с неразрывными стальными элементами ®Thornton Tomasetti [25]

4. Какие сечения используют для аутригерных систем?
5. Что такое ферма Виренделя?
6. Какие проекты инженера В. Шухова вам известны и в чем их особенность?
7. В каких проектах Нормана Фостера применены решения на основе ДСО?

2.6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОЩАДОК ДЛЯ СПАСАТЕЛЬНЫХ КАБИН И ВЕРТОЛЕТОВ

При проектировании высотных зданий особое внимание необходимо уделять вопросам безопасности при возможных чрезвычайных ситуациях — прежде всего пожарах. Эвакуация людей, находящихся в высотном здании или комплексе, является мероприятием намного более сложным, нежели эвакуация людей из зданий малой и средней этажности. Эвакуация с верхних этажей по незадымляемым лестницам за счет увеличения длины эвакуационного пути не может являться надежным методом.

В этой связи существует два способа эвакуации людей:

1) организация на крыше здания площадки для вертолетной транспортно-спасательной кабины — устройство внешней подвески к определенному виду вертолета;

В этом случае предусматривается отдельный выход на кровлю с ограждением высотой не менее 1,5 м, что необходимо для защиты людей от возможного индуктивного потока от лопастей вертолета, и площадка для спасательных кабин размерами не менее 5 × 5 (м)

2) устройство на крыше посадочной площадки для пожарного вертолета, размеры которой, в соответствии с СП 267.1325800.2016, [4], принимают размерами не менее 20 × 20 (м). Также нормами регламентированы минимальные расстояния до выступающей части ближайшей стены (30 м) и до края покрытия (15 м).



Рис. 2.6.1. Транспортно-спасательная кабина на 20 человек

На посадочной площадке, согласно федеральным авиационным правилам [68], условно выделяют следующие зоны, размеры которых определяются исходя из габаритных размеров вертолетов:

а) *зона TLOF* (зона приземления и отрыва);

б) *зона FATO* (зона конечного этапа захода на посадку и взлета). Она может быть любой конфигурации и должна иметь размеры, позволяющие для вертолетов с максимальной взлетной массой более 3100 кг — поместить круг диаметром не менее диаметра, равному длине вертолета с вращающимися винтами (далее — D), для полетов которого предназначена данная посадочная площадка; для вертолетов с максимальной взлетной массой 3100 кг и менее — поместить круг диаметром не менее 0,83D самого большого вертолета, для обслуживания которого предназначена данная посадочная площадка;

в) зона безопасности.

Так или иначе, покрытия вертолетных площадок должны удовлетворять требованиям СП 121.13330.2012б [67].

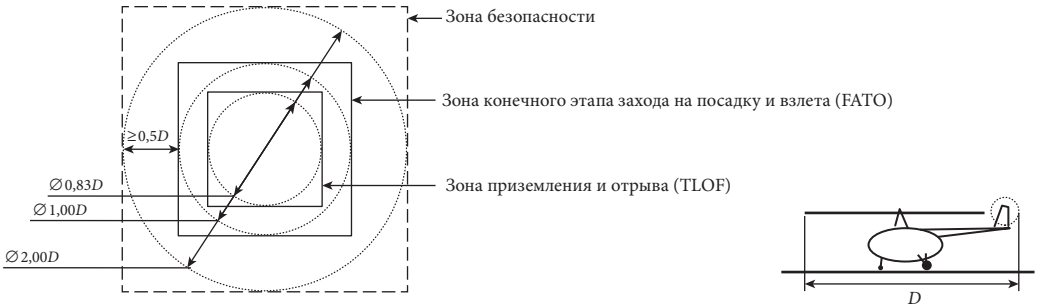


Рис. 2.6.2. Зоны вертолетной площадки

О нагрузках на вертолетные площадки

Краткие данные по сбору нагрузок на вертолетные площадки представлены в п. 7.2.7 и табл. 7.2 СП 267.1325800.2016, [4]. При этом необходимые для расчета категории вертолета можно определить по данным СП 121.13330.2012, [67].

В данном же учебнике не будем приводить эту методику, а остановимся на другой альтернативной и более надежной с точки зрения запаса прочности и подробности изложения методике расчета нагрузок, описанной в [69].

В соответствии с [66] вертолетные площадки проектируются для приема вертолетов конкретного типа, имеющих наибольшие размеры или вес, которые, согласно подразделу «Технологические решения», будут использовать данную вертолетную площадку,

При проектировании следует учитывать другие типы нагрузок, такие как нагрузка, создаваемая весом персонала, грузом, снегом, топливозаправочным оборудованием и т. п.

При проектировании предполагается, что вертолет приземляется на два основных колеса, независимо от действительного количества колес шасси, или приземляется на два полоза. Нагрузку на конструкцию следует прикладывать в виде сосредоточенных сил, приложенных в центре колес. Величины сосредоточенной силы указаны в табл. 2.6.1.

Зону FATO следует проектировать применительно к наиболее неблагоприятным условиям, определяемым по результатам рассмотрения следующих двух случаев.

Таблица 2.6.1.

Значения сосредоточенных и суммарных приложенных нагрузок

Категория вертолета	Максимальный взлетный вес ($L_н$)		Сосредоточенная нагрузка от каждого колеса, кН	Ширина колеи шасси, м	Приложенная нагрузка, $S_{на}$, кН/м²	Приложенная нагрузка, $S_{нв}$, кН/м²
	кгс	кН				
1	до 2300	до 22,6	12,0	1,75	0,5	1,5
2	2301...5000	22,6...49,2	25,0	2,0	0,5	2,0
3	5001...9000	49,2...88,5	45,0	2,5	0,5	2,5
4	9001...13500	88,5...133	67,0	3,0	0,5	3,0
5	13501...19500	133...192	96,0	3,5	0,5	3,0
6	19501...27000	192...266	133,0	4,5	0,5	3,0

Согласно [66], необходимо рассматривать два расчетных случая.

Случай А. Вертолет в момент приземления

При проектировании зоны FATO для учета изгибающих и сдвиговых напряжений, возникающих при касании вертолета, следует учитывать указанные ниже виды нагрузки.

1. Нагрузка от собственного веса элементов конструкции.

Коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса, следует принимать равным 1,4.

2. Динамическая нагрузка при ударе в момент касания.

Рассматривается нормальное касание со скоростью снижения 1,8 м/с, которая принимается в качестве эксплуатационного ограничения. В этом случае ударная нагрузка равна максимальному взлетному весу вертолета, увеличенному в 1,5 раза. Аварийное касание с предельной скоростью снижения 3,6 м/с. Коэффициент запаса в этом случае следует принимать равным 1,66.

Таким образом, предельная расчетная динамическая нагрузка равна 2,5 максимальной взлетной массы.

$$S = (1{,}66 \cdot 1{,}5)\ L_H = 2{,}5 L_H. \qquad (2.6.1)$$

Полученную величину следует умножить на коэффициент ответной реакции, рассмотренный далее.

3. Ответная реакция покрытия зоны FATO.

При проектировании несущих балок и колонн динамическую нагрузку следует увеличить, введя коэффициент ответной реакции, зависящий от собственной частоты плит покрытия вертолетной площадки. Такое увеличение нагрузки обычно применяется только для плит с одной или более нежестко закрепленными кромками. При определении предельной расчетной нагрузки рекомендуется принимать средний коэффициент реакции конструкции $R = 1{,}3$.

4. Суммарная дополнительно создаваемая нагрузка на покрытие зоны FATO (S_{Ha}).

Для учета нагрузки, создаваемой весом снежного покрова, персонала, грузов, оборудования и др., которая добавляется к нагрузке от колес шасси, в проекте следует предусмотреть запас по нагрузке, равный 0,5 кН/м^2 (см. табл. 2.6.1). Коэффициент надежности принимается равным 1,4.

5. Боковая нагрузка на опоры площадки.

Опоры площадки следует проектировать с таким расчетом, чтобы они выдерживали одновременное действие в горизонтальном направлении ветровой нагрузки и половины нагрузки, соответствующей максимальному весу вертолета $L_{\text{Н}}$. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1,6. Данная горизонтальная нагрузка может быть приложена к опоре в наиболее опасном для несущей способности опоры направлении.

6. Ветровая нагрузка.

Принимается в соответствии с нормами, на основании результатов научно-технического сопровождения (раздел 2.8.) или спецтехусловий, что должно быть оговорено в строительном задании. Коэффициент надежности принимается по ветровой нагрузке 1,4.

7. Продавливание.

Следует выполнить проверку на продавливание покрытия колесом или полозом шасси, используя для этого предельную расчетную нагрузку от каждого колеса, определяемую по (2.6.1) и площадь соприкосновения, равную 645 см^2.

Случай В. Вертолет в состоянии покоя

При проектировании вертолетных площадок для учета изгибающих и сдвиговых напряжений, создаваемых вертолетом, находящимся в состоянии покоя, следует учитывать указанные ниже нагрузки.

1. Нагрузка от собственного веса вертолета.

Каждый элемент конструкции должен проектироваться с таким расчетом, чтобы он выдерживал сосредоточенную нагрузку от двух колес или полозьев шасси, соответствующую табл. 2.6.1 и создаваемую в любом месте зоны FATO, что вызывает наиболее неблагоприятные усилия.

2. Суммарная дополнительно создаваемая нагрузка на покрытие зоны FATO (S_{Hb}).

Кроме нагрузки от колес шасси при проектировании следует учитывать указанную в табл. 2.6.1 суммарную нагрузку на всю площадь зоны FATO. Коэффициент надежности по нагрузке 1,6.

3. Нагрузка от собственного веса элементов конструкции и ветра.

В проекте должны быть предусмотрены такие же коэффициенты запаса прочности, как и при учете этих видов нагрузки в случае А.

В заключение отметим, что обычно при проектировании рассчитывается верхнее значение нагрузки, создаваемой выбранной категорией вертолетов (т. е. по вертолету наиболее «тяжелой» категории из заданного диапазона), за исключением случая, когда максимальная взлетная масса вертолета попадает в самое начало диапазона соответствующей категории (табл. 2.6.1). В этом случае, во избежание чрезмерных запасов прочности, значения нагрузок берутся из предыдущей категории, но с увеличением на 10%, либо уточняются на основании требований действующих норм.

Контрольные вопросы к разделу 2.6

1. Какими двумя способами можно решить проблему эвакуации людей через крышу высотного здания?
2. Как называется основной законодательный документ, регламентирующий зонирование и размеры вертолетной площадки?
3. Что такое зона TLOF?
4. Какие требования применяются к зоне FATO?
5. Какие существуют методики определения нагрузок на вертолетные площадки?
6. Какие 2 расчетных случая необходимо рассматривать при проектировании вертолетной площадки?
7. Какие нагрузки действуют во время приземления вертолета?
8. Чему равен полный коэффициент динамичности при ударе в момент касания шасси вертолета поверхности площадки?
9. Какие нагрузки действуют на площадку при нахождении на ней вертолета в состоянии покоя?
10. Какие коэффициенты надежности по нагрузке следует применять при проектировании вертолетных площадок?
11. Чему равно значение дополнительно создаваемой нагрузки на покрытие зоны FATO в момент приземления вертолета?
12. Чему равно значение дополнительно создаваемой нагрузки на покрытие зоны FATO в момент стоянки вертолета?

2.7. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ВЕРТИКАЛЬНОГО ТРАНСПОРТА МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Перемещение людей в высотных зданиях по вертикали осуществляется на лифтах. Лифты размещают в лифтовых шахтах (рис. 2.7.1), которые состоят из следующих конструктивных элементов:

- каркас шахты;
- обшивка шахты;
- приямок;
- перекрытие шахты (в случае проектирования лифта с машинным отделением);
- фундамент шахты (как правило, является продолжением лифтового приямка).

Несущий остов лифтовой шахты выполняется в виде стального каркаса, выполняемого по безраскосной и раскосной схемам (рис. 2.7.2).

Каркасы лифтовых шахт состоят из стоек и и различного типа поясов. Стойки передают нагрузку от лифтового оборудования и ограждающих конструкций на фундамент. Они выполняются, как правило, из прямоугольных и квадратных труб или из уголков (рис. 2.7.3). Некоторые пояса лифтового каркаса используются для соединения стоек каркаса друг с другом. Эти пояса называются связевыми. Они обеспечивают устойчивость стоек и служат для крепления направляющих лифтовой кабины. Выполняются, как правило, из квадратных или прямоугольных труб, швеллеров.

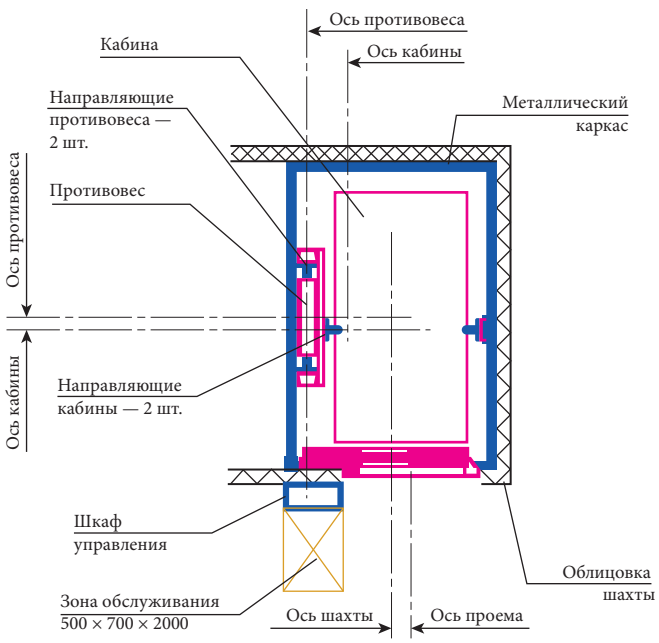


Рис. 2.7.1. Устройство конструкции вертикального транспорта (лифта)

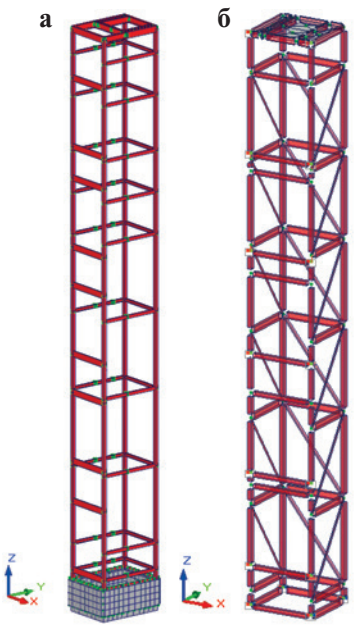


Рис 2.7.2. Безраскосный (*а*) и раскосный (*б*) каркасы

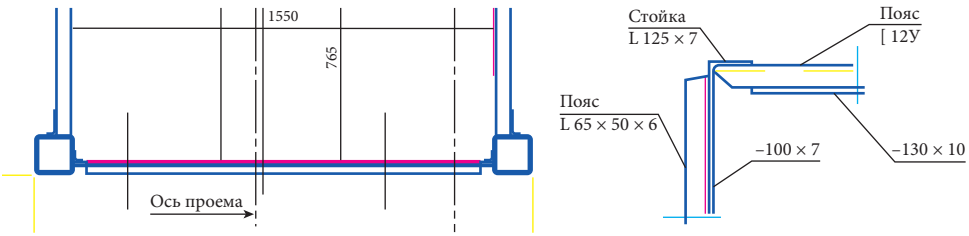


Рис. 2.7.3 Пример каркаса со стойками из квадратной трубы и уголка

Кроме связевых в состав каркаса входят пояса, необходимые для опирания лифтового оборудования. В отличие от связевых поясов они не только соединяют стойки, но и воспринимают нагрузку от оборудования и могут иметь более развитое сечение.

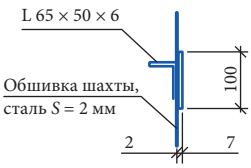


Рис. 2.7.4. Вариант сечения надверного пояса

В отдельную группу выделяют пояса, обрамляющие вход в лифт. Их особенность в том, что ввиду слишком близкого расположения кабины к входу проектировщик ограничен в ширине профиля. Такими профилями может быть швеллер, прямоугольная труба и даже стальная полоса, к которой для обеспечения условия гибкости привариваются элементы жесткости (например, уголок с подрезанной или неподрезанной полкой, рис. 2.7.4). Характерно, что дверной проем может обрамляться не полностью, а только по горизонтали — этого достаточно для крепления дверей.

Для монтажа лифтов необходимо устройство одной, двух или более монтажных балок, оборудованных монтажными петлями, необходимыми для крепления временных тросов, с помощью которых лифтовое оборудование монтируется в проектное положение (рис. 2.7.5). Монтажные балки соединяются обрамляющими поясами в верхней плоскости шахты (на рис. 2.7.5, обозначены синим цветом).

Классификация шахт на основе металлического каркаса

По расположению относительно здания шахты бывают:

- открытые (расположены на улице — вплотную к зданию, или его отдельным элементам; либо на некотором расстоянии от его элементов);
- закрытые (расположены внутри здания);
- комбинированные.

По материалу обшивки шахты:

- витражное остекление;
- сэндвич-панели;
- кирпичная или газобетонная кладка (как правило, у закрытых шахт);
- обшивка из легких стельных кассет.

По типу несущего каркаса существует 3 типа металлических каркасов шахт.

1. Безраскосные (рис.2.7.2 *а*). Наиболее распространенный тип каркаса шахты. Характерной его особенностью является наличие жестких узлов сопряжения элементов, что достигается установкой в узлах ребер жесткости (рис. 2.7.6).

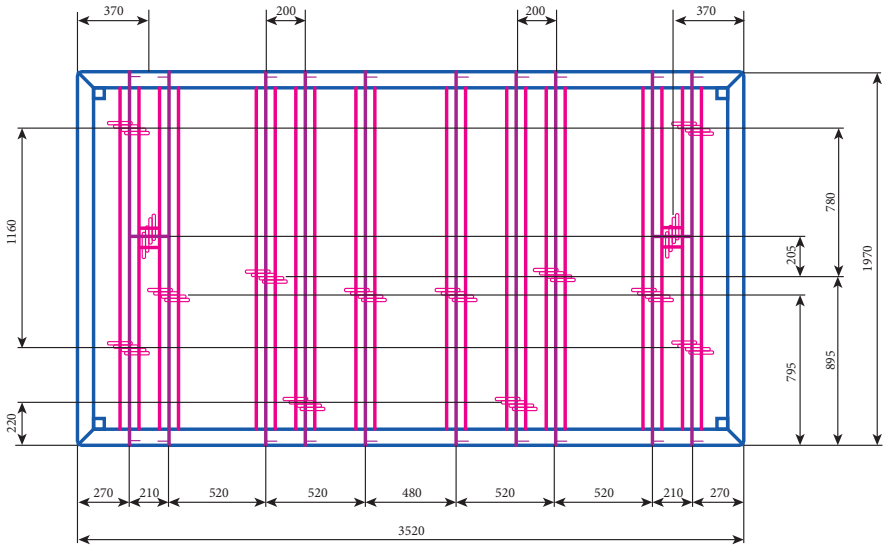


Рис. 2.7.5. Схема расположения монтажных балок шахты на 2 лифта (монтажные балки выделены пурпурным цветом)

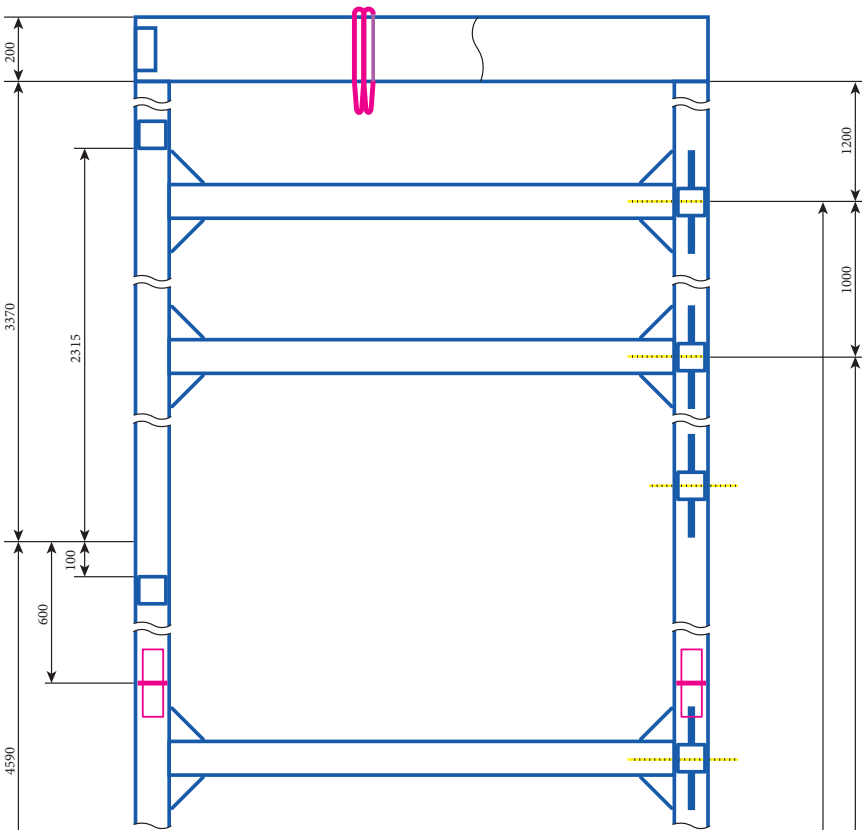
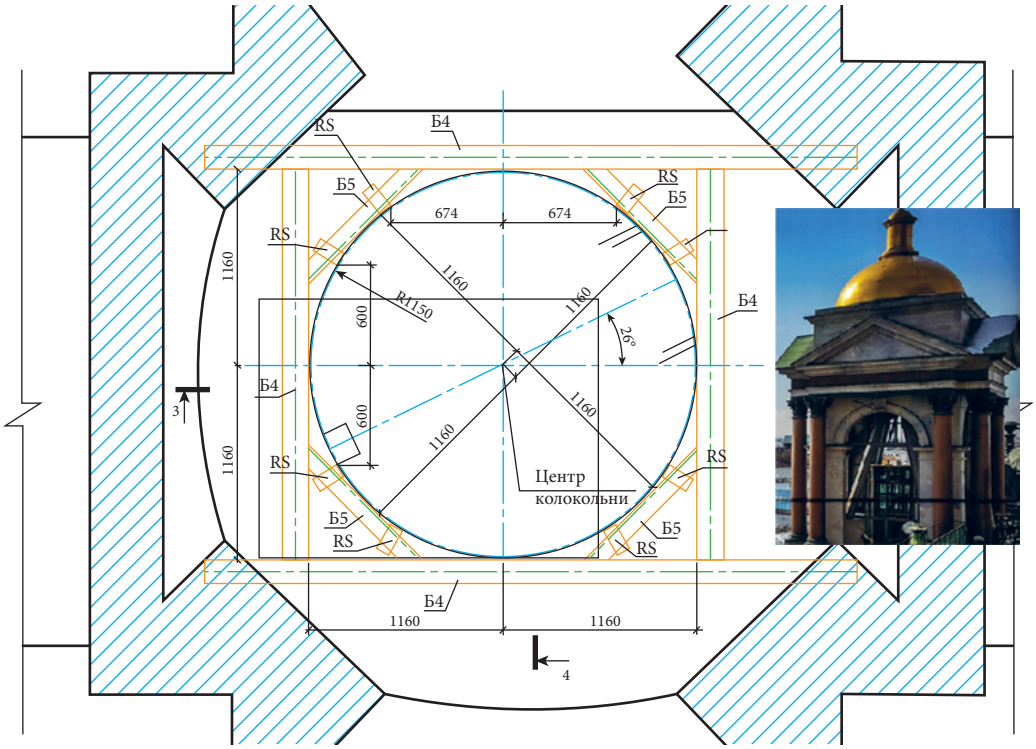


Рис. 2.7.6. Жесткие узлы безраскосного каркаса





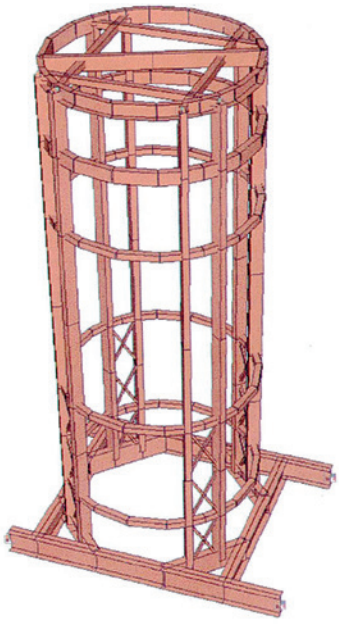


Рис. 2.7.7. Лифтовая шахта для подъема маломобильных групп населения в Исаакиевском соборе в Санкт-Петербурге

2. Раскосные (рис.2.7.2 *б*). Применяются реже, в тех случаях, когда жесткости шахты под воздействие нагрузок недостаточно, либо когда нет возможности частых закреплений каркаса шахты к конструкциям здания
3. Смешанный тип каркаса шахты. Выполняется в сложных случаях, когда часть каркаса шахты уже выполнена из другого материала (железобетона или кирпича), но существующих конструкций недостаточно для формирования геометрии каркаса.

Характерным примером смешанного типа является лифтовая шахта Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге, необходимая для доступа маломобильных групп населения (рис. 2.7.7). До отметки +30,000 м лифтовой шахтой служат стены колокольни, выше в открытой обзору части шахта с витражным остеклением на стальном каркасе, который опирается на стальные балки.

При проектировании фундамента шахты важно обратить внимание на тот факт, что лифтовая шахта поэтажно крепится к перекрытиям, но не опирается на них. Это означает, что все лифтовые нагрузки придутся именно на фундамент каркаса шахты. Часто конструкция фундамента здания такова, что он может воспринять еще и все лифтовые нагрузки. Но в некоторых случаях нет возможности (чаще всего при реконструкции) опирания шахты на фундамент здания и проектируется отдельно стоящий собственный фундамент (например, рис. 2.7.8).

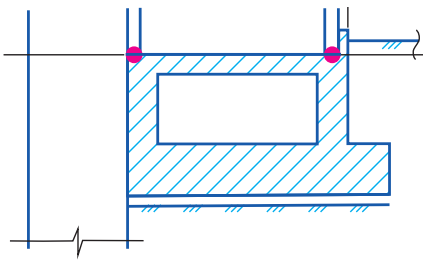


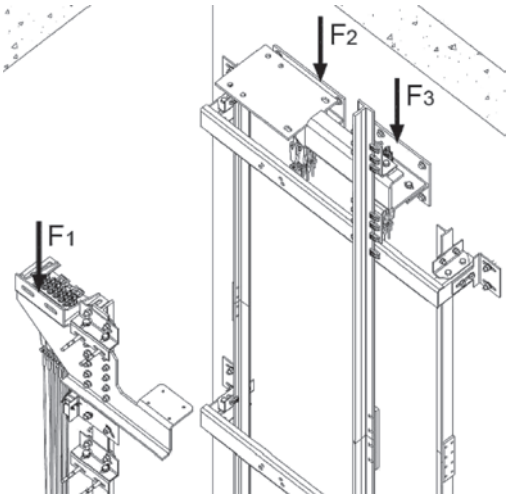
Рис. 2.7.8 Пример фундамента мелкого заложения с неглубоким приямком шахты (пурпурным цветом обозначены места опирания стоек каркаса шахты)

Нагрузки на лифтовые шахты

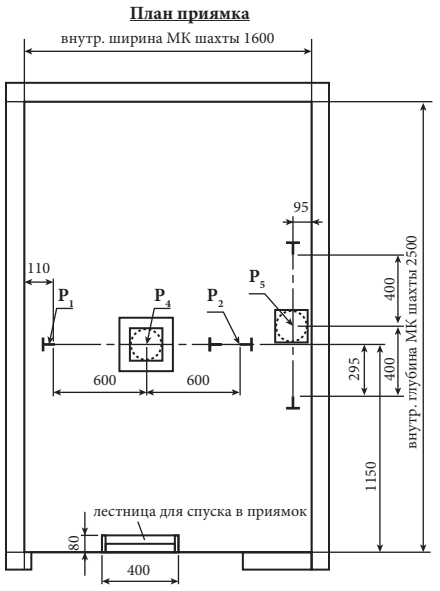
Как правило, при проектировании конкретной лифтовой шахты мы имеем дело со строительным заданием, которое предоставляется фирмой-производителем и содержит все нагрузки от лифтового оборудования (рис. 2.7.9). Характерно, что все нагрузки, несмотря на их динамическую природу, приведены к квазистатическим. Коэффициент динамичности, как правило, уже учтен в паспорте на лифт. При проектировании и расчете лифтовых шахт необходимо учитывать следующие нагрузки и воздействия:

1) собственный вес металлоконструкций и ограждения;
2) вертикальные нагрузки на приямок (P_1... P_5) от лифтового оборудования;

Такие нагрузки подразделяются на рабочие (P_1, P_2), которые обычно приложены в зоне опирания направляющих, и аварийные (P_4, P_5), действующие на буфера (2 шт.). В некоторых случаях заданием предоставляется одна и та же нагрузка, но с двумя величинами — рабочей и аварийной. При проектировании нужно иметь в виду, что рабочие нагрузки (если иного не оговорено в задании), как правило, нужно учитывать одновременно, но отдельно от аварийных. Аварийные теоретически действуют порознь, но для надежности их рекомендуется учитывать одновременно, поскольку при обрыве троса падает сначала кабина (или противовес), а потом противовес (или кабина), в то время как свободные колебания опорной



Нагрузки на стены верхнего этажа от лифтовой установки см. лист 2)		
F_1 = 20200N	F_2 = 13500N	F_3 = 9600N



Нагрузки на пол приямка от лифтовой установки					
Обозначение нагрузки	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5
Величина нагрузки	20000N	42000N	нет	81000N	60000N

Рис. 2.7.9. Пример строительного задания (фрагмент)

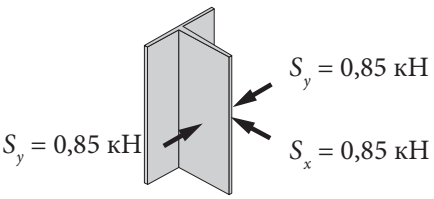


Рис. 2.7.10. Горизонтальная нагрузка (пример)

конструкции после удара (импульсного воздействия) еще могут не закончиться.

3) вертикальные нагрузки в зоне машинного оборудования (F_1, F_2, F_3);

В большинстве современных лифтов не возникают, однако при определенном типе лифтового оборудования их величина может оказаться достаточно большой.

4) горизонтальные нагрузки на направляющие (рис. 2.7.10).

Нагрузка S_x является только положительной, возникает при движении лифтовой кабины или противовеса и соответствует состоянию, когда кабина или противовес слегка ударяются о направляющую. Данная нагрузка не может быть приложена сразу к двум направляющим, т. к. противоположная направляющая в момент соприкосновения с движущимся элементом шахты оказывается освобожденной от соприкосновения. Нагрузка S_y является знакопеременной и также соответствует состоянию, когда кабина или противовес также слегка соударяются с направляющей. При этом легкий удар приходится сразу на обе направляющие кабины либо противовеса.

Данные нагрузки целесообразно включить в следующие наиболее опасные комбинации загружений:

а) кабина и противовес вместе встречаются примерно на середине высоты шахты (рис. 2.7.11 *а*);

б) кабина в максимально высоком рабочем положении, противовес в максимально низком положении (рис. 2.7.11 *б*);

в) противовес в максимально высоком рабочем положении, кабина в максимально низком положении (рис. 2.7.11 *в*).

5) монтажная нагрузка;

Схема расположения монтажных петель обычно присутствует в строительном задании, которое выдает фирма-изготовитель лифта.

6) ветровая нагрузка.

Действует только на открытые шахты. Если шахта расположена вплотную к зданию, то расчет производится только на одну из составляющих — наветренную или подветренную. Особую опасность представляет собой подветренная составляющая, т. к. она может способствовать отрыву креплений шахты к зданию. Расчет конструкций производится на действие расчетных значений. Ввиду того, что, как правило, каркасы шахт крепятся к перекрытиям здания, собственные колебания у шахты возникнуть не могут и коэффициент

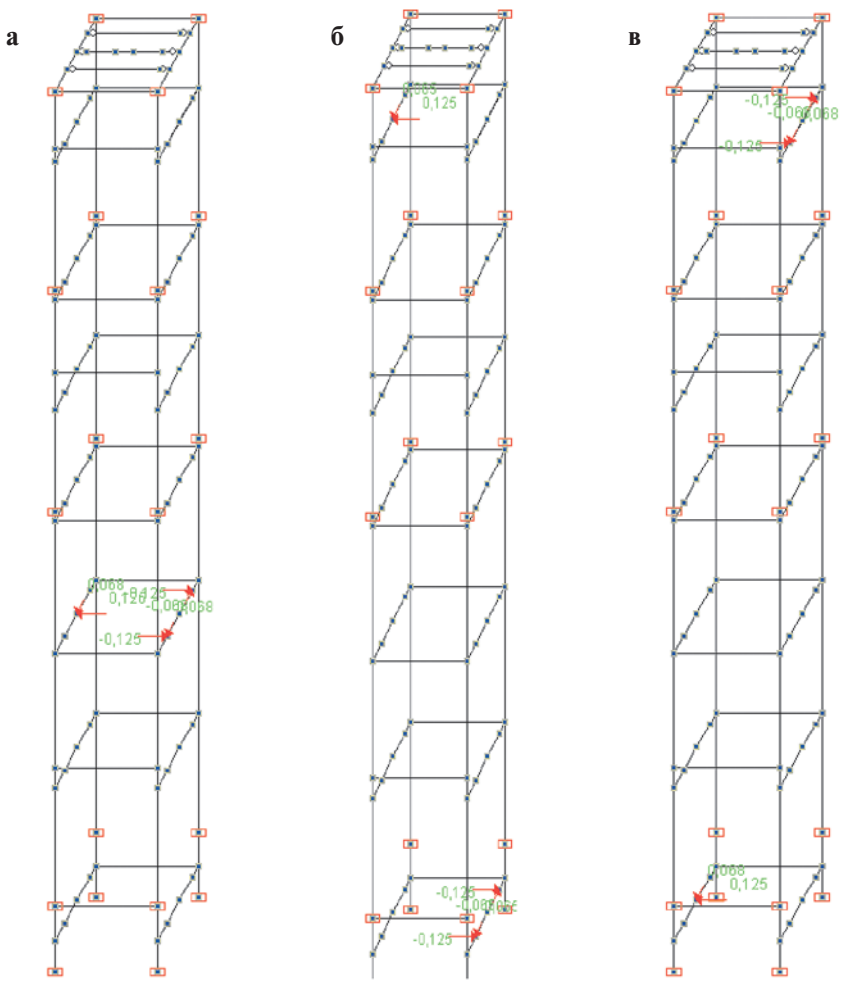


Рис 2.7.11. Пример приложения нагрузки от направляющих кабины

динамичности пульсационной составляющей в расчете не учитывается. На действие пиковых нагрузок рассчитываются только облицовочные элементы.

В случае, если шахта расположена на открытом пространстве, то расчет ведется с учетом наветренной и подветренной составляющих. В этом случае целесообразен и модальный анализ каркаса и при необходимости — учет коэффициента динамичности.

Полезная нагрузка на перекрытие — при наличии машинного помещения, определяется также строительным заданием либо при отсутствии значений принимается как для технических помещений (раздел 1.5.3).

В заключение раздела отметим особенности проектирования конструкций лифтовых шахт высотных зданий.

1. Расчет металлического каркаса шахты нужно выполнять минимум в двух расчетных программах различными, не зависимыми друг от друга проектными группами.
2. Металлические каркасы лифтовых шахт должны крепиться к поэтажным перекрытиям (к каждому либо к каждому второму). При этом должна быть обеспечена устойчивость каркаса шахты и его отдельных элементов. Тип крепления — шарнирно-подвижное или скользящая заделка.
3. При выборе конструкции лифтов следует учитывать значение предельного горизонтального перемещения верха здания.
4. Согласно требованиям СП 267.1325800, скорость пассажирских лифтов в высотных зданиях следует принимать от 1,6 до 7,0 м/с. Допускается использовать лифты с большей скоростью при согласовании с органами Роспотребнадзора и Ростехнадзора. На данное требование следует при проектировании обращать внимание
5. Расчет производится строго по строительному заданию

Контрольные вопросы к разделу 2.7

1. Из каких конструктивных элементов состоит лифтовая шахта?
2. Из каких конструктивных элементов состоит металлокаркас лифтовой шахты?
3. Из каких профилей, как правило, выполняются стойки каркаса лифтовых шахт?
4. Какие 4 функции несут различные пояса шахты?
5. Какими мероприятиями может обеспечиваться пространственная устойчивость каркаса шахты?
6. Для чего производят подрезку полок уголка, обрамляющего входы в кабину?
7. Где располагаются монтажные балки в лифтовой шахте?
8. Какие типы металлического несущего каркаса лифтовых шахт вам известны?
9. Можно ли крепить каркас шахт к межэтажным перекрытиям?
10. Может лифтовые шахты опирать на фундамент здания? Или требуется возведение отдельного (независимого) фундамента?
11. Из каких профилей выполняются пояса каркаса шахты?

12. Что может служить ограждением каркаса шахты от внешнего проникновения?
13. Как проектировщику определить коэффициент динамичности при расчете каркаса шахт, если он не задан в строительном задании?
14. Какие постоянные нагрузки нужно учитывать при расчете каркаса шахт?
15. Какой физический смысл нагрузок на приямок шахты? Назовите 2 типа нагрузок от оборудования.
16. Какую физическую ситуацию моделируют горизонтальные нагрузки на лифтовую шахту? Какие расчетные ситуации приложения горизонтальных нагрузок нужно учитывать?
17. Может ли лифтовая шахта не иметь собственного фундамента и при этом не опираться на фундамент здания? Приведите возможный пример.
18. На какую часть приямка прикладываются рабочие нагрузки от лифтового оборудования, а на какую — аварийные?

2.8. НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

В начале раздела 2.4 уже велась речь о классах зданий и сооружений с точки зрения уровня ответственности, в котором высотные здания, в зависимости от их высоты, относятся к классам КС-3 либо КС-2. Помимо требований общих норм при проектировании и строительстве таких зданий СП 267.1325800 [4] устанавливает дополнительные требования по научно-техническому сопровождению (НТС).

Проведение НТС при проектировании, изготовлении и монтаже строительных конструкций является обязательным для зданий класса КС-3 (100 метров и выше) и рекомендуемым — определяемым по необходимости организацией — генпроектировщиком и согласуемым Заказчиком — для зданий класса КС-2 (75—100 метров высотой).

НТС проводят, как правило, специализированные научные организации в соответствии с Программой, утверждаемой Заказчиком, которая составляется еще на этапе проектирования и корректируется в процессе строительства.

Далее коротко остановимся на основных требованиях, которые можно условно разделить на 2 типа.

1. НТС в части конструктивных решений стальных конструкций

НТС на этапе проектирования включает в себя:

1) выявление соответствия заданных конструктивных решений требованиям федеральных законов, национальных стандартов и других действующих документов;
2) проверка корректности расчетных схем конструкций, созданных на этапе проектирования (выполнение дополнительных расчетов в двух и более различных программных комплексах независимыми друг от друга специалистами/группами специалистов). Во время выполнения НТС проводится сопоставление расчетных моделей и полученных результатов. При этом

для зданий класса КС-3 обязательно проведение повторного расчета непосредственно исполнителем НТС;

3) проверка чертежей и текстовой части проектной документации на соответствие действующих строительных норм, а также полученным в расчетной части результатам;
4) контроль целесообразности и легитимности принятых с отступлением от действующих норм конструктивных решений;
5) выборочная экспертиза конструктивных решений и результатов расчета наиболее ответственных частей сооружений;
6) проведение экспериментального обоснования ранее неприменяемых конструкций их отдельных частей, узлов и элементов; анализ полученных при испытаниях результатов;
7) проведение аэродинамических испытаний масштабных моделей конструкций, необходимых для описания и задания ветрового воздействия, анализ результатов экспериментов;
8) прочие мероприятия, оказывающие влияние на безопасность зданий и сооружений.

НТС на этапе строительства:

1) проверка и согласование проекта организации строительства, проекта сварных работ, технологических карт на некоторые типы работ (болтовые соединения, работы по армированию и бетонированию, контроль прочности бетона неразрушающими методами и т. д.);
2) проведение расчетов отдельных строительных конструкций, при возведении которых были выявлены отклонения/несоответствия конструктивным решениям, заложенным в проекте и/или нормам на монтаж конструкций;
3) проведение контрольных испытаний строительных конструкций и материалов, а также их отдельных частей;
4) создание рекомендаций по выборочному контролю строительных конструкций и материалов, а также их отдельных частей;
5) разработка дополнительных требований по приемке конструкций в проектном положении в случае, если в нормах соответствующие требования отсутствуют;
6) выборочный контроль качества строительных конструкций и материалов, а также их отдельных частей;
7) экспертиза качества конструкций и крепежных частей, которые изготовлены непосредственно в заводских условиях;
8) прочие мероприятия, согласно программе НТС, влияющие на безопасность зданий и сооружений.
9) Кроме того, необходимо выполнять мониторинг технического состояния стальных конструкций (технический мониторинг), как для уникальных зданий и сооружений, в соответствии с ГОСТ 31937—2011 [3]. В программе мониторинга, утверждаемой Заказчиком, должно быть предусмотрено следующее:

• перечень наиболее ответственных конструкций, узлов и деталей, которые подлежат мониторингу;

• параметры и расчетные значения, которые необходимо контролировать на основании строительных норм, проектной документации и выполненным расчетам;
• перечень работ по наблюдению, методы и данные по объемам контролируемых операций;
• фиксирование этапа возведения конструкций, на котором снимаются исходные параметры конструкций;
• частота наблюдений, этапы контроля параметров конструкций;
• данные по оборудованию и программному обеспечению.

2. Обеспечение качества геодезических работ при монтаже стальных конструкций высотных зданий.

Перечень соответствующих мероприятий и требований подробно описан в разделе 13.2 СП 267.1325800, [4]

Контрольные вопросы к разделу 2.8

1. Для чего производится научно-техническое сопровождение высотного здания?
2. Для каких сооружений необходимо НТС? (Опишите требования.)
3. Какие 2 типа НТС необходимо осуществлять?
4. Кто из участников строительства осуществляет НТС? Кто составляет программу? Кто утверждает ее?
5. Что включает в себя НТС на этапе проектирования стальных конструкций?
6. Что включает в себя НТС на этапе монтажа стальных конструкций?
7. Что такое технический мониторинг и что он в себя включает?

2.9. УСТОЙЧИВОСТЬ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2.9.1. Общие сведения о теории устойчивости стержней

Для сжатых и изгибаемых элементов возможно исчерпание несущей способности до исчерпания прочности из-за изменения характера деформации.

Такой переход из одного вида деформированного состояния в другое называется потерей устойчивости.

Термин «устойчивость» используется практически во всех областях естественных наук. В строительной механике рассматривается устойчивость деформированных состояний и равновесия конструкций.

Рассмотрим центрально сжатый силой P прямолинейный стержень (рис 2.9.1). Если сила P невелика (меньше некоторого значения), то стержень будет находиться в состоянии устойчивого равновесия. Это означает, что если мы отклоним стержень от вертикали и затем удалим причину, вызвавшую отклонение, то стержень вернется в первоначальное положение, т. е. опять станет стержнем с прямой осью (рис. 2.9.1 *а*).

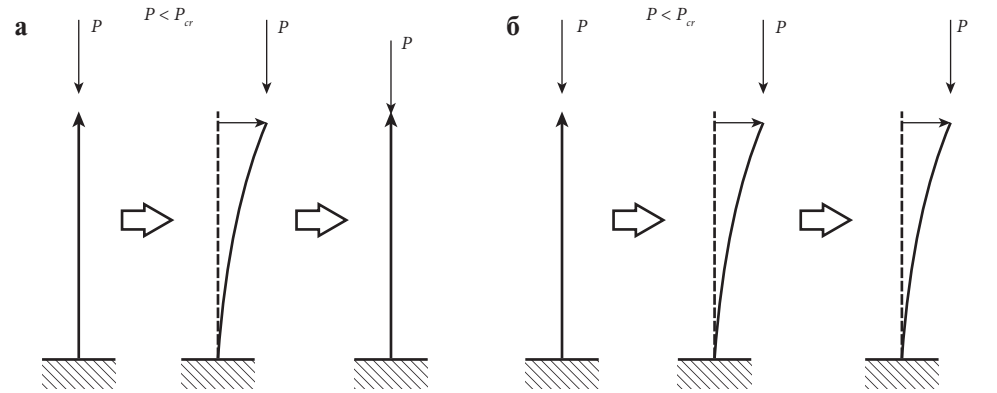


Рис. 2.9.1. Отклонение от форм равновесия: *а*) устойчивое; *б*) неустойчивое

Если сила P превысит некоторое значение P_{cr}, называемое критической силой, то форма равновесия стержня с прямой осью станет неустойчивой. Это означает, что если мы теперь отклоним стержень от состояния равновесия (т. е. изогнем его), то после удаления причины, вызвавшей изгиб, он в первоначальное положение не возвратится, а останется в изогнутом состоянии, которое при этом значении силы становится устойчивым (рис. 2.9.1 *б*).

Таким образом, критической силой P_{cr} называется сила, при которой происходит изменение устойчивой формы равновесия, т. е. происходит потеря устойчивости равновесия конструкции.

Для определения критической силы рассмотрим шарнирно опертый стержень, загруженный продольной силой P (рис. 2.9.2 *а*).

Обозначим через $v\,(z)$ функцию горизонтальных перемещений относительно продольной оси z.

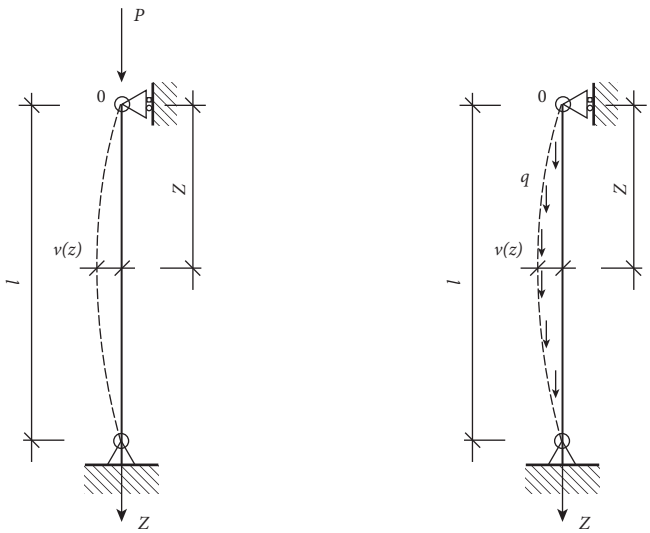


Рис. 2.9.2. Отклонение от форм равновесия при воздействии продольной силы: *в*) сосредоточенной, *г*) равномерно распределенной

Запишем выражение для изгибающего момента в текущем сечении z для верхней отсеченной части:

$$M(z) = -Pv(z). \tag{2.9.1}$$

С другой стороны, из курса сопротивления материалов известно, что:

$$M(z) = EI_y \frac{d^2v}{dz^2}. \tag{2.9.2}$$

Приравняв эти 2 выражения изгибающих моментов, получим дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня:

$$EI_y \frac{d^2v}{dz^2} + Pv(z) = 0 \text{ или } \frac{d^2v}{dz^2} + \alpha^2 v(z) = 0, \text{ где } \alpha^2 = \frac{P}{El_y}. \tag{2.9.3}$$

Решение данного дифференциального уравнения было впервые получено в 1744 г. российским механиком Леонардом Эйлером (1703—1783), большую часть жизни проработавшим в России в Петербургской академии наук, и приведено в специальной литературе (например, [73]). Эйлер принял уравнение изогнутой оси стержня в виде:

$$v(z) = B \sin \frac{\pi n}{l} z. \tag{2.9.4}$$

В выражении 2.9.4 n — число полуволн синусоиды, укладывающейся в искривленной оси стержня. С учетом этого была получена сила, при достижении которой происходит потеря устойчивости:

$$P = P_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI_y}{l^2}. \tag{2.9.5}$$

Данная зависимость впоследствии была названа формулой Эйлера. Обычно ее используют в виде:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{ef}^2}, \tag{2.9.6}$$

где l_{ef} — так называемая расчетная длина стержня, отличающаяся от геометрической длины величиной μ, именуемой коэффициентом расчетной длины:

$$l_{ef} = \mu l, \tag{2.9.7}$$

$$\mu = \frac{1}{n}. \tag{2.9.8}$$

На рис. 2.9.3 показаны разные расчетные схемы и соответствующие им коэффициенты расчетной длины. Изображенная картина потери устойчивости является идеализированной схемой. Тем не менее, ее практическое значение весьма велико, так как она является довольно точным описанием картины явления, происходящего в действительности. Различия состоят в том, что в действительности стержень начинается изгибаться сразу же при приложении нагрузки. Однако поперечные прогибы стержня сначала с ростом нагрузки увеличиваются медленно. По мере приближения силы P к критическому значению, эти прогибы резко увеличиваются. При $P = P_{cr}$ они достигают очень больших значений, возникающий при этом изгибающий момент очень часто приводит к разрушению стержня. При проектировании именно критическая сила считается предельной для стержней, работающих на центральное и внецентренное сжатие.

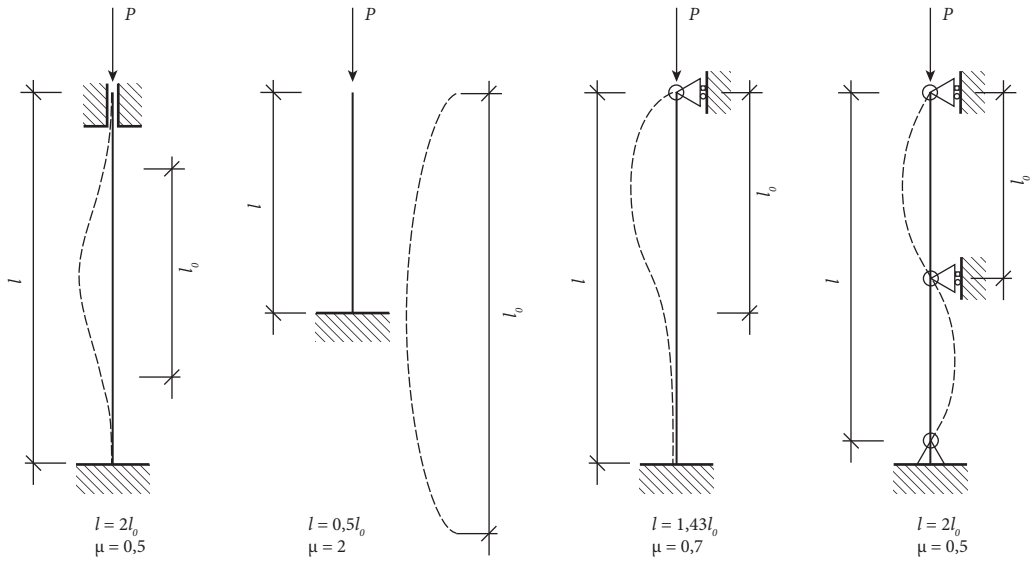


Рис. 2.9.3. Отклонение от форм равновесия при воздействии продольной силы: *а*) на стержень, жестко заделанный с двух концов; *б*) на консольный стержень; *в*) на стержень, жестко заделанный с одной стороны и шарнирно опертый с другой; *г*) на шарнирно опертый стержень, имеющий промежуточную опору

Расчетные формулы для критических значений сил и напряжений содержат коэффициенты устойчивости φ и дают вполне удовлетворительное представление о величине той нагрузки, которую может воспринимать сжатый или внецентренно-сжатый стержень.

2.9.2. Особенности явления потери устойчивости в объектах высотного строительства

Задача о потере устойчивости высотных сооружений, являющихся системами с несколькими степенями свободы, так же, как и задача модального анализа (раздел 2.4.3), сводится к задаче о поиске собственных частот или форм.
где [K] — матрица жесткости, [*I*] — единичная матрица, *U* — столбец форм потери устойчивости:

$$\left([K]^{-1}[G]^{-1} - \lambda[I]\right)[U] = 0, \tag{2.9.9}$$

$$U = \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix}; \tag{2.9.10}$$

λ_i— спектр собственных чисел ($\frac{1}{P_{cr,i}} = \lambda_i$), соответствующий спектру критических сил $P_{cr,i}$, из которых реальной критической силой, при которой произойдет потеря устойчивости сооружения, будет являться сила с минимальным

значением $P_{cr,\min}$; [G]— матрица геометрической жесткости, ее структура аналогична матрице жесткости за тем только различием, что в ее строки и столбцы не входит множитель, содержащий жесткость поперечного сечения, а только длины элементов, именно поэтому она и называется «геометрической». Эта матрица составляется только для элементов, которые в ходе загружения или комбинации загружения являются **сжатыми** (имеющими отрицательную продольную силу). Соответственно, с точки зрения теории устойчивости, устойчивость может потерять только та конструкция, хотя бы в одном элементе которой могут возникать сжимающие продольные силы.

Об этом более подробно можно почитать в специальной литературе, например [11]. Отметим лишь, что инженером-конструктором такая задача решается с помощью современных программных комплексов (например, SCAD Office, ЛИРА САПР и т. д.).

На практике инженеры обычно имеют дело с коэффициентом запаса устойчивости — это отношение действующей нагрузки на сооружение к нагрузке, при которой происходит потеря устойчивости конструкции.

$$k = \frac{P}{P_{cr,\min}}. \qquad (2.9.11)$$

Этот коэффициент показывает, во сколько раз можно увеличить все действующие на конструкцию нагрузки (как сосредоточенные, так и распределенные), чтобы дойти до одного из предельных состояний I группы — потери устойчивости равновесия. При этом, естественно, нельзя не учитывать тот факт, что достижение других предельных состояний I группы может произойти и при меньших нагрузках (соответствующих, например, достижению предела прочности отдельных частей конструкции или потере местной устойчивости отдельных элементов).

Высотные здания и комплексы необходимо рассчитывать на потерю устойчивости под действием комбинации вертикальных сжимающих нагрузок (собственный вес, полезная, снеговая и др.). Кроме того, несмотря на то что работа высотного здания при ветровом воздействии, в целом, носит изгибный характер, в отдельных элементах (например, в колоннах с противоположной стороны от обдуваемой поверхности) могут возникать повышенные сжимающие силы. Поэтому высотное здание должно быть рассчитано на устойчивость и при комбинации нагрузок с учетом действия ветра.

Высотные сооружения (сквозные решетчатые), как правило, от постоянных нагрузок потерять устойчивость не могут ввиду:

- устойчивой геометрической формы (конус, пирамида и др.);
- незначительной долей собственного веса.

Поэтому высотные сооружения необходимо рассчитывать только на комбинацию загружений, включающую действие ветра.

Итак, сформулируем основные решаемые задачи в ходе расчета на устойчивость (решение уравнения (2.9.9)):

- определение коэффициента запаса устойчивости (2.9.11);
- определение свободных длин элементов (эти величины часто нужно знать, чтобы определить коэффициент μ, который зачастую необходим для

проверки прочности отдельных сжатых или сжато-изгибаемых элементов (колонн, сжатых раскосов и др.);

• определение форм колебаний для внесения корректировок в конструктивную схему (определив визуально первые формы потери устойчивости (формула 2.9.10), инженер может добавить дополнительные связи, препятствующие такой потере устойчивости, и тем самым повысить коэффициент запаса устойчивости).

Суть расчета на устойчивость удобно продемонстрировать на ранее рассмотренном примере — высотной опоры ЛЭП (раздел 2.4.3).

Выполним расчет в ПК SCAD Office на 2 комбинации загружений:

1) *собственный вес* × 1,0 + *ветер* × 1,0;
2) *собственный вес* × 1,0.

Поскольку сооружение имеет весьма устойчивую форму, предположим, что у него будет достаточно высокий коэффициент запаса устойчивости (особенно по второй комбинации загружений), и назначим верхнюю границу поиска, равную 100 (число, выше которого солвер не будет искать значения k).

Укажем также в исходных данных количество форм потери устойчивости — 10.

Результаты автоматизированного расчета приведем в табл. 2.9.1. и на рис. 2.9.4.

Таблица 2.9.1.

Коэффициенты запаса устойчивости, соответствующие первым 10 формам, при комбинации с ветровым воздействии

	Коэффициент запаса устойчивости системы	**Примечание**
форма 1	8,350	Выход из работы трех отдельных элементов решетки
форма 2	8,388	Выход из работы двух отдельных элементов решетки
форма 3	8,388	Общая потеря устойчивости
форма 4	8,420	Выход из работы ряда элементов решетки
форма 5	9,906	Выход из работы не менее 6 отдельных элементов решетки
форма 6	9,979	Выход из работы отдельного элемента решетки
форма 7	10,022	Выход из работы ряда элементов решетки в середине высоты сооружения, ведущее к потере общей устойчивости всей выше расположенной части сооружения
форма 8	10,124	Выход из работы ряда элементов решетки в центральной по высоте зоне
форма 9	10,347	Выход из работы ряда элементов решетки в нижней зоне сооружения
форма 10	10,459	Общая потеря устойчивости (сходна с формой № 3, но с другими значениями перемещений отдельных элементов сооружения)

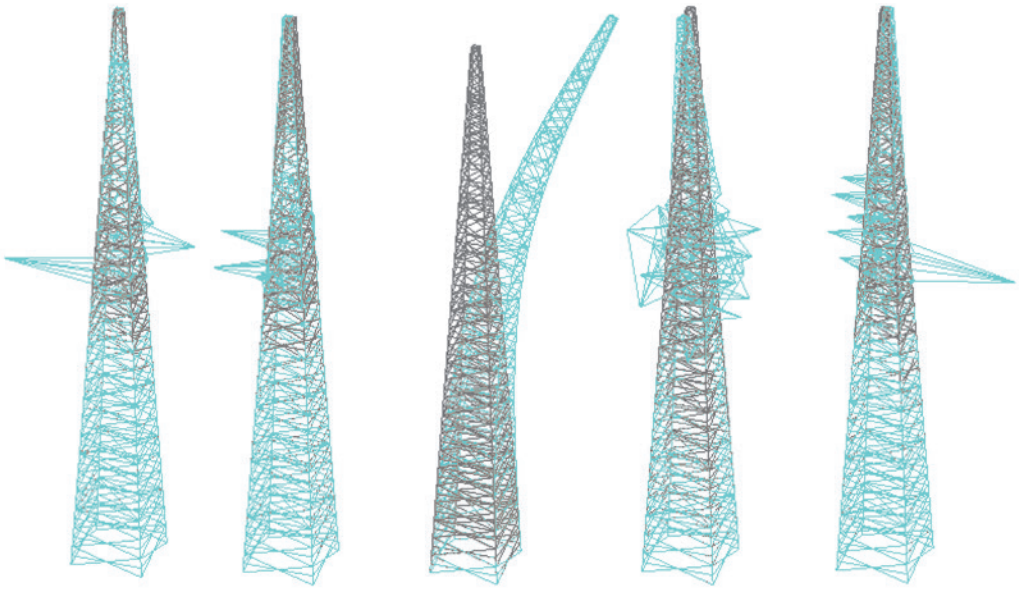


Рис. 2.9.4. Первые 5 форм потери устойчивости

Коэффициент запаса устойчивости системы под воздействием собственного веса оказался равным 60,6, что свидетельствует о реальной невозможности потери устойчивости таким образом.

Типовые задания на курсовую работу (раздел «Конструктивные решения»)

Тема 1. Расчет и проектирование металлических конструкций высотного здания с каркасно-ствольной (или каркасно-стеновой, каркасно-диафрагмовой) несущей системой и монолитным перекрытием

1) Исходные данные

1. *Инженерно-геологические условия* (*скважины*, *разрезы и физико-механические характеристики*) — *по заданию преподавателя*
2. *Объемно-планировочное решение* (*архитектурный план/эскиз и разрез*) — *по заданию преподавателя*
3. *Место расположения объекта*:_____ (*населенный пункт*)
4. *Этажность* _____ *этажей*
5. *Тип конструктивной схемы*: *каркасно-ствольная/каркасно-стеновая/каркасно-диафрагмовая*
6. *Тип перекрытия*: *монолитное ребристое/сталежелезобетонное*
7. *Тип сечения колонн*:_____
8. *Тип сваи**: *буронабивная/забивная*

2) Содержание пояснительной записки (перечень подлежащих разработке вопросов).

1. *Корректировка архитектурных решений на основании принятых конструктивных*
2. *Построение объемной модели здания*

* *По усмотрению преподавателя.*

3. *Сбор статических нагрузок*
4. *Статический расчет модели в программном комплексе*: *SCAD Office/ЛИРА САПР/* _____
5. *Определение жесткости сваи и ее учет в статическом расчете. Определение коэффициентов постели фундаментной плиты. Совместный расчет плитно-свайного фундамента и здания.***
6. *Модальный анализ схемы с изначальным конструктивным решением*
7. *Модальный анализ измененной расчетной схемы*
8. *Расчет ветровой нагрузки*, *с учетом динамической составляющей*; *расчет на основные комбинации загружений*
9. *Корректировка конструктивной схемы по результатам предварительного расчета на основную комбинацию нагрузок*
10. *Перерасчет конструктивной системы*
11. *Расчет на сейсмическое воздействие*; *расчет на особые комбинации загружений.***
12. *Расчет на прогрессирующее обрушение.***
13. *Расчет на следующий вид аварийного воздействия*** _____
14. *Перерасчет сваи по грунту* (*с учетом влияния динамических нагрузок*); *общий перерасчет здания с учетом влияния основания***
15. *Подбор арматуры в ж/ б или сталежелезобетонном перекрытии*, *фундаменте и стенах***
16. *Расчет минимальной ширины сейсмического шва* (*при наличии* 2 *и более секций*).***
17. *Подготовка рабочих чертежей марки КМ*
18. *Подготовка рабочих чертежей марки КЖ***

Примерный объем пояснительной записки: 15–30 страниц печатного текста.

3) Перечень графического материала (с указанием обязательных чертежей и плакатов):

1. *ведомость чертежей*
2. *неповторяющиеся поэтажные планы* (1: 100)
3. *поперечный разрез* (1: 100, 1 : 200)
4. *план свайного поля и ростверка**** (1: 100)
5. *рабочие чертежи марки КМ*:

- *план балочной клетки*, *расположения вертикальных конструкций*
- *узлы*, *спецификация на конструктивные части/элементы по указанию преподавателя*: _____

_____

_____

_____

6. *рабочие чертежи марки КЖ на указанный преподавателем элемент**** (*опалубочный чертеж*, *схема армирования*, *узлы*, *спецификация*)

** *При необходимости/по усмотрению преподавателя при выполнении курсовой работы или курсового проекта. При выполнении выпускной квалификационной работы рекомендуется.*

*** *В случае выдачи преподавателем дополнительного задания, связанного с проектированием железобетонной/сталежелезобетонной части здания.*

Тема 2. Расчет и проектирование металлических конструкций сквозного сооружения

1) Исходные данные

1. *Тип высотного сооружения*: *башня или мачта* (по заданию преподавателя)
2. *Место расположения объекта*: _____ (*область*)
3. *Высота сооружения* _____ *м*
4. *Тип сечения поясов и раскосов*: _____
5. *Тип фундамента*: (*по заданию преподавателя*)
6. *Тип ростверка*: *стальной или железобетонный* (*по заданию преподавателя*)

2) Содержание пояснительной записки (перечень подлежащих разработке вопросов)

1. *Разработка конструктивной схемы высотного сооружения*
2. *Построение аналитической модели сооружения и передача ее в расчетный комплекс*
3. *Сбор нагрузок*
4. *Статический расчет модели в программном комплексе*: *SCAD Office/ЛИРА САПР/* _____
5. *Модальный анализ схемы сооружения*
6. *Расчет ветровой нагрузки*, *с учетом динамической составляющей*; *расчет на основные комбинации загружений*
7. *Корректировка конструктивной схемы по результатам предварительного расчета на основную комбинацию нагрузок*
8. *Перерасчет конструктивной системы*
9. *Расчет на следующий вид аварийного воздействия** _____
10. *Расчет фундамента*
11. *Подбор сечения элементов сооружения*
12. *Подготовка рабочих чертежей марки КМ*
13. *Подготовка рабочих чертежей на фундамент*

Примерный объем пояснительной записки: 15–30 *страниц печатного текста*.

3) Перечень графического материала (с указанием обязательных чертежей и плакатов):

1. *ведомость чертежей*
2. *план и разрез сооружения* (1: 100)
3. *генплан сооружения* (1: 500, 1: 200)
4. *план ростверка* (1: 100)
5. *рабочие чертежи марки КМ*:

- *узлы*, *спецификация на конструктивные части/элементы по указанию преподавателя*: _____
_____
_____
_____

* *При необходимости/по усмотрению преподавателя при выполнении курсовой работы или курсового проекта. При выполнении выпускной квалификационной работы рекомендуется.*

Литература к разделу 2

1. Ожегов С. И., Шведова Н. Ю. Толковый словарь русского языка: 80000 слов и фразеологических выражений/Российская академия наук. Институт русского языка им. В. В. Виноградова. — 4-е изд., дополненное. — М.: Азбуковник, 1997. — 944 с.

2. Градостроительный кодекс Российской Федерации (редакция, действующая с 1 июля 2019 года).

3. ГОСТ 31937—2011. Правила обследования и мониторинга технического состояния.

4. СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования.

5. ТР 182—08. Технические рекомендации по научно-техническому сопровождению и мониторингу строительства большепролетных, высотных и других уникальных зданий и сооружений.

6. МРДС 02—08. Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных.

7. СП 1.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы.

8. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах.

9. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85* (с Изменениями № 1, 2).

10. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия.

11. Семенов А. А., Старцева Л. В., Маляренко А. А., Порываев И. А. «Строительная механика» (спецкурс). Применение ПК SCAD Office для решения задач динамики и устойчивости стержневых систем. Учебное пособие. М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательство Дом АСВ, 2016. — 255 с.

12. ГОСТ Р 57837—2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок.

13. Федеральный закон № 384. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

14. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.

15. Приказ Минстроя России от 15.04.2016 г. № 248/пр. О порядке разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства.

16. СП 126.13330.2012 Геодезические работы в строительстве. Актуализированная редакция СНиП 3.01.03—84.

17. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» (с Поправкой, с Изменением № 1).

18. Константинов И. А. Динамика сооружений. Использование программных комплексов: учеб. пособие/И. А. Константинов, В. В. Лалин, И. И. Лалина. — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2015. — 216 с.

19. Moon K. Design and Construction of Steel Diagrid Structures. School of Architecture. Yale University. New Haven. USA. 2009. pp. 398—405.

20. Moon K. S. Optimal Grid Geometry of Diagrid Structures for Tall Buildings. Architectural Science Review 2008. 51. pp. 239—25.1

21. Moon K. S. Structural Design and Construction of Complex-Shaped tall buildings. International Journal of Engineering and Technology. 2015. Vol. 7. № 1. pp. 30—35.

22. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01—87 (с Изменениями № 1, 3.)

23. T. Nazmeeva and A. Sivokhin. Numerical investigations of the connections between cold-formed steel curtain walls and reinforced concrete slabs. 2018 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 456012081 https://doi.org/10.1088/1757-899X/456/1/012081

24. Энгель Х. Несущие системы/Хайно Энгель; предисл. Ральфа Рапсона; пер. с нем. Л. А. Андреевой. — М.: АСТ: Астрель, 2007. — 334 с.: илл.

25. Хи Сун Чой. Проектирование аутригерных систем [Текст]/Хи Сун Чой, Гоман Хо, Леонард Джогеф, Невилл Матиас // Высотные здания. — 2013. — № 6 — С. 102—109.

26. В. И. Травуш, Д. В. Конин. Работа высотных зданий с применением этажей жесткости (аутригеров) [Статья] // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. — 2009 г. — № 2 (23). — С. 77—91.

27. Aaron J. Wang. Design and construction innovations on a skyscraper cluster in China // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. — 2017 г. https://www.researchgate.net/publication/320594625.

28. Aaron J. Wang. Experimental studies into a new type of hybrid outrigger system with metal dampers // Structural Engineering and Mechanics, Vol. 64, № 2 (2017) 183—194.

29. Миронова Е. Ю. Обеспечение устойчивости высотных зданий посредством устройства аутригерных систем на примере МФК «Лахта-Центр» в городе Санкт-Петербурге [Статья в сборнике трудов конференции] // VII Всероссийский фестиваль науки. — 2017 г. — С. 50—54.

30. Шустов П. А., Николаенко Е. А., Пискунов В. Н. Конструктивные решения аутригерных этажей каркасных зданий при прогрессирующем обрушении [Статья в сборнике трудов конференции] // Наука и инновации — современные концепции. — 2019 г. — С. 78—85.

31. Кенжимбетов Т. А., Варламова Т. В. Проектирование высотных зданий в сейсмоопасных районах с высокими ветровыми нагрузками [Статья в сборнике трудов конференции] // Проектирование и строительство — 2019 г. — С. 219—222.

32. Кравченко Г. М., Труфанова Е. В., Заритовский Д. С., Небоженко А. С. Обоснование конструктивных решений аутригерных этажей высотного здания при прогрессирующем разрушении [Статья] // Инженерный вестник Дона. — 2017 г. — № 2 (45) — С. 112.

33. СП 260.1325800.2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования.

34. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения.

35. СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия».

36. Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях к пожарной безопасности».

37. Мутока Кяло Ндунда. Живучесть многоэтажных каркасных железобетонных гражданских зданий при особых воздействиях //НИУ Московский государственный строительный университет. — 2005. — 185 с.

38. Гениев Г. А. и др. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. — М.: Изд-во АСВ, 2004. — 216 с.

39. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения». Г. И. Шапиро, Ю. А. Эйсман, А. С. Залесов. — М.: Москомархитектуры, 2005.

40. «Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях». Г. И. Шапиро, В. С. Коровкин, Ю. А. Эйсман, Ю. М. Стругацкий. — М.: Москомархитектуры, 2002.

41. Расторгуев Б. С., Плотников А. И. Расчёт несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учётом динамических эффектов // Сборник научных трудов института строительства и архитектуры. — 2008. — С. 68—75.

42. Расторгуев Б. С. Методы динамического расчёта зданий на устойчивость против прогрессирующего разрушения // Вестник отделения строительных наук РААСН, т. 1, вып. 13, 2009. — 109 с.

43. Алмазов В. О. Сопротивление прогрессирующему разрушению: расчёты и конструктивные мероприятия // Вестник ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений» № 1 (ХХУ1), 2009. — С. 179—194.

44. Гордеев В. Н., Лантух-Лященко А. И., Пашинский В. А., Перельмутер А. В., Пичугин С. Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения М. ИАСВ. — 2006. — 230 с.

45. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения М., Правительство Москвы. — 2002. — 34 с.

46. «Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения». Г. И. Шапиро, Ю. А. Эйсман, В. И. Травуш. — М.: Москомархитектуры, 2006.

47. Еремеев П. Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях. — Строительная механика и расчет сооружений, № 2, 2006, с. 65—72.

48. «Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий». Ю. М. Стругацкий, Г. И. Шапиро, Ю. А. Эйсман. — М.: Москомархитектуры, 1999.

49. «Рекомендации по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях». Г. И. Шапиро, Ю. А. Эйсман, Ю. М. Стругацкий. — М.: Комплекс архитектуры, строительства, реконструкции и развития города, 2000.

50. Bandi E. K., Tamura Y., Yoshida A., Kim Y. C., Yang Q. Experimental investigation on aerodynamic characteristics of various triangular-section high-rise buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2013. pp. 60—68.

51. Meza E. G., Diaz J. A. Shapes and behavior of triangular grid structures. Current trends in architecture of the 21th Century. Structures and Architecture. CRC Press. 2013. pp. 1395—1402.

52. Vatin N. I., Nazmeeva T. V., Guslinscky R. Problems of cold-bent notched C-shaped profile members. Advanced Materials Research. 2014. Vols. 941—944. pp. 1871—1875.

53. Trubina D., Abdulaev D. A., Pichugin E., Rybakov V., Garifullin M., Sokolova O. Comprasion of the bearing capacity of lst-profile depending on the thickness of its elements Applied Mechanics and Materials. 2015. Т. 725—726. С. 752—757.

54. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V. Geometric nonlinearity of the thin-walled profile under transverse bending Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 633—634. С. 1133—1139.

55. Назмеева Т. В., Воробьев Ф. А. Методы мониторинга для повышения надежности несущих конструкций здания. В сборнике: ЧЕРЕПОВЕЦКИЕ НАУЧНЫЕ ЧТЕНИЯ — 2012 Материалы Всероссийской научно-практической конференции. Ответственный редактор Н. П. Павлова. 2013. С. 211—214.

56. Vatin N. I., Jarmo H., Lassi M., Sinelnikov A. S., Orlova A. V., Salamakhin S. V. Thin-walled cross-sections and their joints: tests and fem-modelling В сборнике: Metnet Annual Seminar in Luleå Proceedings of the Metnet Seminar 2013 in Luleå. 2013. С. 13—16.

57. Алпатов В. Ю. Оптимальное проектирование металлических структур. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Самара. — 2002. — 270 с.

58. Кучеренко И. В. Оптимизация стержневых конструкций с учетом особенностей работы узлов и соединений. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Новосибирск. — 2003. — 119 с.

59. Смирнов А. А. Особенности расчета зданий сложной макроструктуры на ветровые и сейсмические нагрузки и их рациональное проектирование. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Санкт-Петербург. — 2008. — 167 с.

60. Тур А. В. Совершенствование узловых соединений сетчатых куполов их тонкостенных холодногнутых профилей. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Казань. — 2013. — 225 с.

61. Moon K. S. Dynamic interrelationship between technology and architecture in tall buildings. Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Architecture. 2005. 230 p.

62. Tusnina V. M. Semi-rigid steel beam-to-column connections. Magazine of Civil Engineering. 2017. № 5. Pp. 25—39.

63. D. Baranova, D. Sovetnikov, D. Semashkina, A. Borodinecs, Correlation of energy efficiency and thermal comfort depending on the ventilation strategy. Procedia Engineering 205 (2017) 503—510.

64. СП 294.1325800.2017 Конструкции стальные. Правила проектирования (с Изменением № 1)

65. Семашкина Д. О., Назмеева Т. В. Диагонально-сетчатые оболочки в качестве несущих систем зданий // Alfabuild. 2 (9). 2019. 40—61

66. Руководство по вертодромам//Международная организация гражданской авиации. Изд.-во ИКАО, издание третье. — 1995. — 107 с.

67. СП 121.13330.2019 Аэродромы. СНиП 32-03-96.

68. Приказ № 69 от 04.03.2011 г. Приказ об утверждении федеральных авиационных правил «Требования к посадочным площадкам, расположенным на участке земли или акватории», Минтранс России.

69. СП 286.1325800.2016 Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования.

70. Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий.

71. МДС 13—22.2009 Методика геодезического мониторинга технического состояния высотных и уникальных зданий и сооружений.

72. Федеральный закон от 22 июля 2008 года № 123-ФЗ Технический регламент о требованиях пожарной безопасности.

73. Рыбаков В. А. Основы строительной механики легких стальных тонкостенных конструкций: учеб. пособие/В. А. Рыбаков — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2018. — 206 с.

74. Постановление Правительства Российской Федерации от 04 июля 2020 года № 985. Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» и о признании утратившими силу некоторых актов Правительства Российской Федерации.

3. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ

3.1. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

3.1.1. Основные положения

К большепролетным относятся конструкции пролетом свыше 18 м для гражданских, более 36 м — для промышленных и общественных зданий и сооружений. Консольная конструкция более 9 м также считается большепролетной. Указанная классификация большепролетных конструкций сформулирована в СП 304.1325800 для конструкций, выполненных из любых строительных материалов. Для перекрытия пролетов до 36 м включительно можно использовать хорошо отработанные типовые стальные конструкции, поэтому большепролетными следует считать металлические несущие системы с пролетом более 36 м. Согласно СП 304.1325800 здание или сооружение, включающее хотя бы одну большепролетную конструкцию считается большепролетным. Покрытия могут быть плоскостными и пространственными. К плоскостным (работающим под нагрузкой только в вертикальной плоскости) относятся балочные, арочные и рамные конструкции, к пространственным (работающим под нагрузкой в вертикальной и горизонтальной плоскостях) — оболочки, купола, висячие покрытия, складки, перекрестные системы и т. д.

Большепролетные здания и сооружения имеют различные функциональные назначения: торгово-развлекательное, спортивное, общественное, зрелищное, многофункциональное, промышленное и т. п.

Согласно ГрК РФ и ГОСТ 27751 уникальными считаются большепролетные сооружения, отвечающие следующим условиям:

- пролет свыше 100 м, при известных конструктивных решениях, успешно внедряемых в практике строительства;

• наличие консоли более 20 м.

Также уникальным может быть признано здания с пролетом свыше 60 м, при принципиально новых конструктивных решениях, требующих разработки специальных методов расчета, экспериментального исследования и т. п.

Уникальные, общественно значимые большепролетные сооружения имеют повышенный уровень ответственности по назначению согласно ГОСТ 27751, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим и социальным последствиям. В этой связи возникают дополнительные требования к номенклатуре и объемам изысканий и проектных работ, изготовлению и монтажу конструкций, правилам их приемки и эксплуатации.

3.1.2. Этапы проектирования

Разработка уникальных большепролетных сооружений включает следующие этапы: постановка задачи проектирования, разработка и анализ вариантов технических решений, выбор окончательного варианта и разработка проектной документации [1]. Документами, предшествующими проектным разработкам, являются «Техническое задание (ТЗ)» и «Специальные технические условия (СТУ)» на проектирование. Эти документы формулируют постановку задач проектирования и влияют на качество проекта.

Требования к составу ТЗ: цели и задачи проекта, функциональное назначение, архитектурно-планировочные решения, особые условия строительства, исходные данные проектирования, требования по вариантной разработке и т. д.

СТУ являются техническими нормами, применяемыми к конкретному объекту и содержащими дополнительные требования по надежности и безопасности к установленным или отсутствующим нормативным документам, отражающим особенности проектирования, строительства и эксплуатации объекта. При проектировании объектов на площадках сейсмичностью более 9 баллов СТУ должны содержать требования по обеспечению их сейсмической безопасности. Более подробно СТУ рассмотрены в разделе 2.1.2.

При разработке уникальных большепролетных сооружений обязательна разработка концепции, которая начинается с накопления максимальной разносторонней информации, связанной с постановкой задачи [2, 3] На этом этапе конструктор разрабатывает и анализирует эскизные варианты технических решений совместно с другими специалистами (архитекторами, технологами, специалистами по изготовлению и монтажу конструкций и т. д.).

На стадии эскизного проектирования уникальных большепролетных сооружений необходимо максимально использовать современные достижения: новые типы конструкций, материалы, методы строительства. Этот этап включает изучение и обобщение отечественного и зарубежного опыта строительства, инженерный анализ большого количества аналогичных объектов, разработку новых вариантов конструктивных решений, выбор материалов, устранение коллизий между различными разделами проекта.

Разработка проекта требует специальных сведений о нагрузках, статической и динамической реакции сооружения на различные сочетания нагрузок и воздействий, устойчивости системы в целом и отдельных элементов, учете

геометрической, физической и конструктивной нелинейности, надежности и запасе прочности материалов и т. п [4].

Стадия «П» проектной документации включает разработку основных конструктивных решений, монтажных схем, узлов и деталей, технических спецификаций. На этой стадии разрабатывается нескольких вариантов для выбора наиболее рационального по технико-экономическим показателям.

Состав стадии «Р» проектной документации установлен СНиП 11-01-95. Чертежи стадии «Р» включают: общие данные, информацию о нагрузках и воздействиях, нагрузки на фундаменты, схемы расположения элементов конструкций, чертежи элементов и узлов конструкций, спецификации материалов.

Следует отметить, что каждая стадия требует проработки вопросов вариантного и оптимального проектирования с изучением вопросов действительной работы конструкций, изучением возможных схем монтажа, а также стоимостных показателей различных вариантов конструкций. Наиболее рациональная схема проектирования сводится к следующим этапам, приведенным на схеме (рис. 3.1.1).



Рис. 3.1.1. Схема этапов проектирования (в каждой стадии)

3.1.3. Нагрузки и воздействия

Конструкции большепролетных зданий и сооружений должны проектироваться с учетом нагрузок и воздействий, действующих в процессе монтажа и эксплуатации. Большепролетные покрытия могут находиться под действием

собственного веса, нагрузок от снега и ветра, предварительного напряжения, монтажных нагрузок, гололедных и температурных воздействий, технологических нагрузок.

Для большепролетных покрытий в нормативных документах зачастую отсутствуют данные по климатическим нагрузкам. В научно-технической литературе вопросу определения климатических нагрузок уделено особое внимание [5—17].

Снеговые нагрузки. Расчетные значения веса снегового покрова принимаются по СП 20.13330. В первую очередь при расчетах принимается равномерное распределение снега на всей площади покрытия с коэффициентом $\mu = 1$. Такое загружение в большинстве случаев обеспечивает несущую способность конструкции покрытия. Также необходимо учитывать возможность сползания снега с большепролетного покрытия. Пространственные покрытия зачастую имеют уклон во внешнюю сторону порядка 10 градусов и выше и поверхность с низким (менее 0,02) коэффициентом трения, при оттепелях этот коэффициент снижается до нуля. При проектировании необходимо учитывать эффект накопления снега на пониженных участках покрытия [18]. Для провисающих покрытий, при сползании снега к центру, необходимо рассматривать схемы снеговых нагрузок с коэффициентом $\mu = 0$ по периметру покрытия, а в средних зонах этот коэффициент может составлять 2 и более [8, 13].

Для большепролетных покрытий (при отсутствии данных в нормативных документах) обязательна разработка рекомендаций по определению снеговых нагрузок на основании продувок модели в аэродинамической трубе, позволяющей моделировать действительное распределение снега по покрытию [8, 9]. Кроме симметричных схем загружения следует рассматривать несимметричные схемы загружения покрытий [9]. Пример распределения снегового покрова (4 варианта снегового загружения), полученных в результате аэродинамических испытаний, приведен на рис. 3.1.2.

Ветровая нагрузка. Ветровое воздействие на сооружение зависит от места строительства, его формы, размеров и частот колебаний конструкции. От места строительства зависит нормативное ветровое давление, от размеров и формы аэродинамические коэффициенты, от частот колебаний динамические усилия в конструкции. Аэродинамические коэффициенты определяются по действующим нормативным документам, продувками моделей сооружения в аэродинамической трубе, численными расчетами взаимодействия воздушного потока со зданием с применением апробированных и лицензированных вычислительных комплексов.

Для мембранных покрытий разных типов разработаны рекомендации по назначению аэродинамических коэффициентов [15, 16]. Данные рекомендации можно использовать при определении ветровых нагрузок на аналогичные по форме покрытия. Расчет большепролетных покрытий необходимо выполнять с учетом динамической составляющей ветровых нагрузок [12, 19]. При определенных скоростях ветра может возникнуть аэродинамическая неустойчивость (галопирование или флаттер), при которой частота колебаний может совпасть с собственной частотой конструкции, что ведет к значительному росту амплитуды колебаний с повышением скорости потока [4].

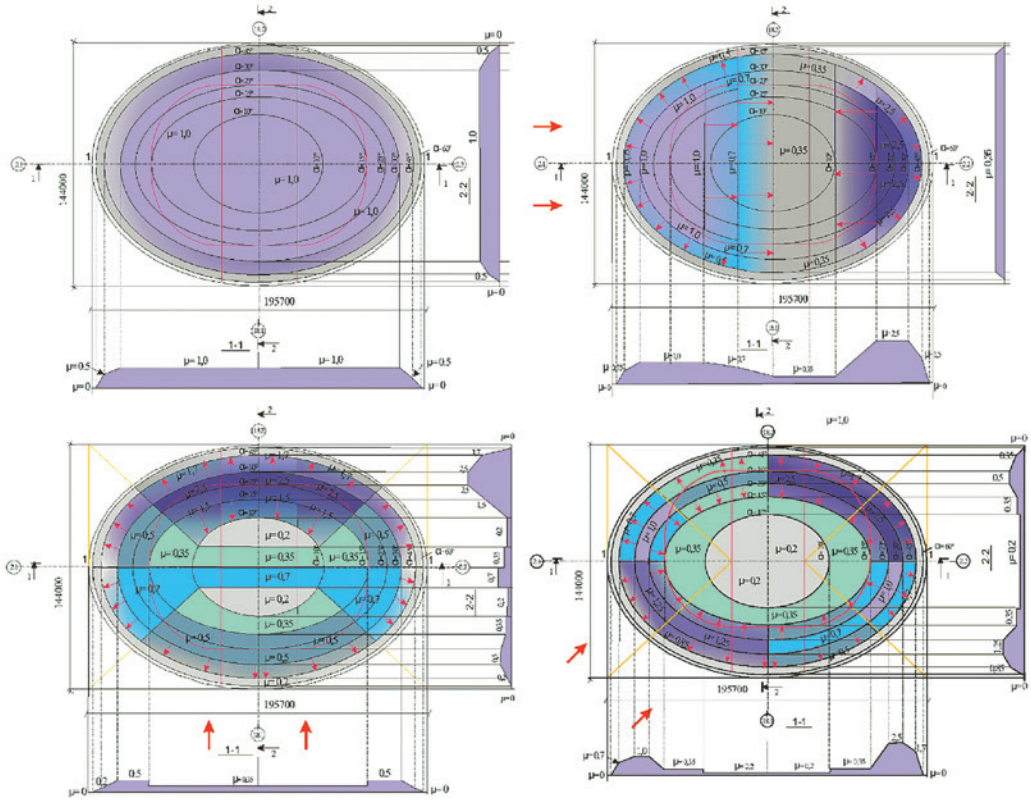


Рис. 3.1.2. Пример карт распределения снегового покрова

Усилия в элементах и перемещения конструкций от пульсационной составляющей w_p ветровой нагрузки определяются с использованием соответствующих методик расчета [20, 21] и программных комплексов.

Предварительно пульсационная составляющая ветровой нагрузки в горизонтальном направлении определяется:

$$w_p = w_m \zeta(z) \nu \xi, \tag{3.1.1}$$

где w_m — средняя составляющая ветровой нагрузки; $\zeta(z)$ — коэффициент, учитывающий изменение давления ветра на высоте z (см. п. 11.1.8 и табл. 11.4 СП 20.13330); ν — коэффициент корреляции пульсаций давлений по табл. 11.6; ξ — коэффициент динамичности по п. 11.1.11 СП 20.13330. Полученные расчетные значения ветровой нагрузки могут быть использованы для оценки прочности несущих конструкций сооружения, а также воздействий, передаваемых на его фундамент.

Рекомендуется использовать такие конструктивные решения, при которых низшая собственная частота f_1 в вертикальном направлении превышает предельную частоту собственных колебаний. В таком случае пульсационную составляющую допускается определять по формуле (3.1.1), где $\xi = 1{,}2$. Более точно усилия от пульсационной составляющей можно учесть численными расчетами с использованием вычислительных комплексов.

В большинстве случаев для большепролетных покрытий обязательна разработка рекомендаций на основании продувок модели в аэродинамической трубе, позволяющей моделировать действительные ветровые воздействия [22].

Температурные климатические воздействия. Изменение температуры определяется для летнего и зимнего периодов. Различают отапливаемые и неотапливаемые сооружения, защищенные или не защищенные от воздействия солнечной радиации. Прирост температуры вследствие нагрева конструкций, не защищенных от солнечной радиации, определяется в зависимости от величины суммарной солнечной радиации для широты стройплощадки по СП 131.13330. Учитываются коэффициент поглощения солнечной радиации для материала наружной поверхности по приложению «И» СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий» и по СП 20.13330 коэффициенты, определяемые видом и ориентацией поверхности, и материалом конструкции сооружения.

Гололедные нагрузки. На большепролетных покрытиях, например вантовых системах, могут образовываться отложения гололеда [4]. Гололед мал по сравнению с нагрузками от собственного веса конструкций и снега и, в большинстве случаев, не требует специального учета. В то же время отложения гололеда, например на вантах, существенно меняют их аэродинамические характеристики. Следует обратить внимание, что при оценке надежности кровли должна учитываться возможность падения на нее кусков гололедных отложений [23]. Толщина возможных отложений гололеда на вантах принимается в соответствии с табл. 12.1—12.4 СП 20.13330. Более подробно гололедные нагрузки рассмотрены в разделе 2.4.1.

Сейсмические воздействия. Конструкции большепролетных сооружений должны удовлетворять расчетам на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий согласно СП 14.13330 и СП 31-114-2004. Сейсмичность площадки строительства определяется по комплекту карт ОСР-2015.

Сейсмические силы в пространстве могут быть направлены в произвольном направлении. Для обычных зданий они принимаются горизонтально направленными. Большепролетные покрытия различны по форме в плане и конструктивным решениям, и для них необходимо рассматривать направление сейсмической волны по отношению к сооружению в любом возможном направлении, в том числе и в вертикальном [22]. Динамическая расчетная модель покрытия принимается в виде системы с распределенной вертикальной нагрузкой или в виде системы дискретных масс, связанных с покрытием.

При выборе конструктивных решений большепролетных конструкций необходимо обеспечивать снижение сейсмических нагрузок за счет уменьшения собственного веса несущих и ограждающих конструкций. Более подробно сейсмические нагрузки рассмотрены в разделе 2.4.5.

Учет сочетаний нагрузок. Как известно, нагрузки и воздействия на сооружение могут действовать одновременно с определенной вероятностью. Для определения сочетаний нагрузок и воздействий необходимо руководствоваться СП 20.13330. В основном сочетании при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения следует умножать на коэффициенты ψ_t.

Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетания кратковременных нагрузок:

$$\psi_{t1} = 1;\ \psi_{t2} = 0{,}9;\ \psi_{t3} = \psi_{t4} = ...0{,}7,$$

где ψ_{t1} — коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке; ψ_{t2} — коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке; ψ_{t3}, ψ_{t4} — коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

В этом случае расчетные усилия в конструкции определяются из их расчета на нижеуказанные комбинации: G — собственный вес конструкций; S — снеговые нагрузки; W — ветровые нагрузки; T — температурные воздействия. Рекомендуемые значения коэффициентов сочетаний приведены в табл. 3.1.1. При расчете на сочетания климатических воздействий необходимо составить реально возможные комбинации, например, в случае учета изменения температуры в летний период их нельзя сочетать со снеговыми нагрузками и т. д.

Таблица 3.1.1.

Варианты коэффициентов сочетаний нагрузок ψ_t

Варианты сочетаний нагрузок	Коэффициенты сочетаний нагрузок ψ_t			
I	$G = 1{,}0$	$S = 1{,}0$	$W = 0{,}9$	$T = 0{,}7$
II	$G = 1{,}0$	$T = 1{,}0$	$S = 0{,}9$	$W = 0{,}7$
III	$G = 1{,}0$	$W = 1{,}0$	$T = 0{,}9$	$S = 0{,}7$
IV	$G = 1{,}0$	$S = 1{,}0$	$T = 0{,}9$	$W = 0{,}7$
V	$G = 1{,}0$	$T = 1{,}0$	$W = 0{,}9$	$S = 0{,}7$
VI	$G = 1{,}0$	$W = 1{,}0$	$S = 0{,}9$	$T = 0{,}7$

При необходимости следует учитывать следующие нагрузки и воздействия:

- деформации оснований;
- учет последовательности монтажа, предварительного напряжения конструкций и т. д.;
- аварийные воздействия [24].

Кроме основных для большепролетных конструкций учитываются особые сочетания нагрузок, учитывающие возможные повреждения конструкции. Особые сочетания определяются согласно п. 6 СП 20.16330. Более подробно особые сочетания воздействий и аварийные нагрузки рассмотрены в разделе 2.4.7.

3.1.4. Требования к расчетам и проектированию

В расчетах уникальное большепролетное сооружение следует принимать как единую пространственную систему, включающую фундаменты, каркас, покрытие и т. д. [22]. Расчеты проводятся для стадий возведения и эксплуатации. Важным этапом расчета сооружений является проверка их общей и местной пространственной устойчивости.

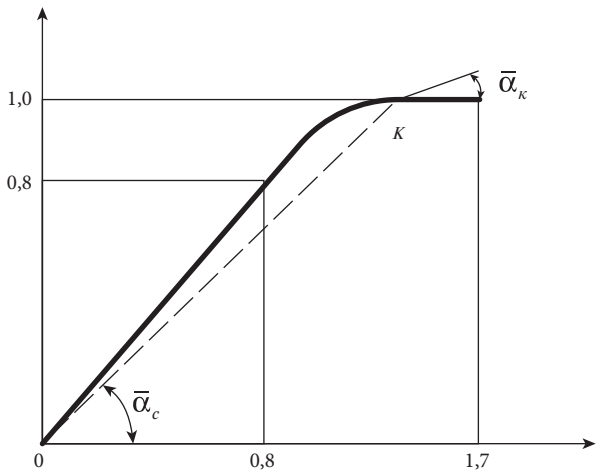
Стадии проектирования большепролетных конструкций:

- концептуальная разработка: конструктивные размеры принимаются приближенно, т. к. на данной стадии расчеты, как правило, проводить не требуется;
- приближенные вычисления: получают примерные размеры сечений основных элементов;
- вариантное проектирование: выполняется большое количество расчетов для поиска оптимальной конструктивной схемы, рациональных соотношений геометрических и жесткостных параметров элементов системы. На этом этапе расчетов необходимо упрощать сложную задачу с последующим усложнением за счет последовательного присоединения новых элементов или их блоков и исследования их влияния на работу конструкции;
- рабочее проектирование: выполняются поверочные расчеты с учетом всех возможных сочетаний нагрузок.

Расчеты сложных конструктивных схем можно с высокой точностью выполнять с применением современных программных комплексов. Для повышения надежности определения перемещений и усилий расчеты рекомендуется проводить с использованием различных программ с сопоставлением и анализом полученных результатов.

Расчеты большепролетных конструкций могут выполняться с учетом геометрической и физической нелинейности. Физическая нелинейность учитывается использованием нелинейной диаграммы стали $\overline{\sigma}-\overline{\varepsilon}$ (рис. 3.1.3).

Диаграмма работы стали в практических расчетах применяется без упрочнения [25]. Считается, что диаграммы работы стали одинаковы при растяжении и сжатии. Для исключения из численного расчета абсолютных значений σ_y и соответствующего ему расчетного сопротивления R_y используют унифицированную диаграмму $\overline{\sigma}-\overline{\varepsilon}$. В соответствии с принятыми диаграммами работы



$$\overline{\sigma}=\frac{\sigma}{R_y}\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)$$

$$\overline{\varepsilon}=\frac{\varepsilon E}{R_y}\left(\frac{\varepsilon E}{\sigma_y}\right)$$

Рис. 3.1.3. Нелинейная диаграмма стали $\overline{\sigma}-\overline{\varepsilon}$

материала связь между напряжениями и деформациями можно представить в следующем виде:

- при $\sigma \le \sigma_1 (\bar{\sigma} \le 0{,}8)$

$$\sigma = \varepsilon E,\ \tau = \gamma G; \tag{3.1.1}$$

- при $\sigma_1 < \sigma < \sigma_y (0{,}8 < \bar{\sigma} \le 1)$

$$\sigma = \varepsilon E_c,\ \tau = \gamma G_c, \tag{3.1.2}$$

где E_c, G_c — секущие модули. На диаграмме (рис. 3.1.3) — $\bar{E}_c = \mathrm{tg}\bar{\alpha}_c$.

Однако эти расчеты также могут выполняться и с учетом нелинейной диаграммы материала $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}$ (табл. 3.1.2).

Таблица 3.1.2.

Унифицированная диаграмма материала $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}$

$\varepsilon E/R_y$	0	0,800	1,000	1,200	1,400	1,700	35,033
σ/R_y	0	0,800	0,905	0,964	0,991	1,000	1,500

Кроме унифицированной диаграммы часто применятся упругопластическая диаграмма Прандтля. В некоторых случаях более удобно использование билинейной диаграммы. В СП 16.13330 представлена обобщенная диаграмма стали, которая рекомендуется для использования в нелинейных расчетах.

В нелинейных расчетах систему необходимо рассчитывать на одновременное совместное воздействие различных нагрузок, с учетом в том числе и последовательности монтажа конструкций.

Для определения усилий от пульсационной ветровой нагрузки выполняется динамический расчет большепролетных покрытий. Динамический расчет усложняется геометрической и физической нелинейностью, влиянием податливости основных элементов и т. п. [22]. Следует выполнять проверку резонансного воздействия ветра и, в случае необходимости, проводить расчет на выносливость для исключения усталостных разрушений элементов. Динамическую реакцию, возбуждаемую ветром, можно существенно снизить конструктивными мероприятиями, например, введением в систему дополнительных оттяжек или демпфирующих устройств.

Важнейшим этапом проектирования является создание расчетной схемы, максимально приближенной к реальному конструктивному решению. После окончания строительства в ряде случаев необходимо выполнять дополнительные поверочные расчеты с учетом фактических характеристик системы.

При возведении большепролетных сооружений, в частности уникальных, возникают задачи, выходящие за рамки действующих нормативных документов [26], а именно:

- отсутствие в СП 20.13330 требований по определению снеговых нагрузок для сооружений, минимальный размер которых в плане превышает 100 м, а также аэродинамических коэффициентов для объектов с нестандартной формой поверхности покрытия;

- отступление от требований СП 14.13330 в части устройства антисейсмических швов в металлической конструкции покрытия пролетом свыше 100 м при строительстве в сейсмических районах;
- отсутствие в СП 16.13330 требований по проектированию принципиально новых конструктивных решений металлических большепролетных конструкций;
- наличие элементов из канатов с применением моностредов, стальных отливок высокой прочности, ограждающих конструкций покрытий из поликарбоната, тентовых материалов и т. д.

В целях обеспечения качества, безопасности, функциональной пригодности и долговечности большепролетных уникальных сооружений в соответствии с п. 10.5 ГОСТ 27751 и гл. 5 ст. 36 п. 1.1 федерального закона № 384-ФЗ от 30.12.2009 г. необходимо научно-техническое сопровождение при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций [27].

При разработке стальных конструкций большепролетных покрытий следует руководствоваться требованиями следующих нормативных документов: Федеральный закон № 384-ФЗ, ГОСТ 23118, СП 16.13330, СП 20.13330, СП 35.13330, СП 53-102-2004, СП 294.1325800.

Также необходимо выполнять следующие основные условия [22]:

- учитывать назначение, уровень ответственности, технологические особенности и условия эксплуатации сооружения;
- обеспечивать надежность, прочность, устойчивость, пространственную жесткость всего сооружения и его отдельных элементов;
- выбирать рациональную форму каркаса сооружения с учетом пролета и очертания в плане;
- оптимизировать конструктивные решения по стоимости, расходу стали, трудоемкости изготовления и монтажа;
- учитывать статическую и динамическую реакцию сооружения на различные сочетания нагрузок и воздействий, в том числе монтажные;
- обеспечивать технологичность изготовления и монтажа конструкций, снижая расход стали на временные опорные конструкции;
- применять отправочные марки и укрупненные монтажные блоки максимальной заводской готовности с минимальными объемами работами на монтаже;
- предусматривать наиболее надежные, экономичные и нетрудоемкие заводские и монтажные соединения.

Отправочные марки стальных конструкций выполняют в пределах габаритов транспортных средств и грузоподъемности монтажных кранов. Элементы соединяются на строительной площадке в соответствии с СП 70.13330 и СП 53-101-98 на сварке, обычных или высокопрочных болтах с контролируемым натяжением. Сварные и болтовые соединения следует проектировать и рассчитывать согласно СП 16.13330 или СП 35.13330.

Несущие конструкции должны быть защищены антикоррозионным покрытием с учетом степени агрессивного воздействия окружающей среды, согласно СП 28.13330, СП 72.13330. При проектировании узловых соединений запрещается допускать контакт разнородных металлов согласно ГОСТ 9.005.

Огнезащита несущих стальных конструкций должна быть в соответствии со СНиП 21-01-97* и [28, 29].

При проектировании большепролетных конструкций должны быть предусмотрены мероприятия по обеспечению безопасности от лавинообразного обрушения при аварийных воздействиях (СТО-36554501-024-2010).

При проектировании большепролетных зданий и сооружений необходимо использовать коэффициенты надежности по ответственности согласно ГОСТ 27751. При этом для большепролетных сооружений повышенного уровня ответственности (класс сооружения КС 3) коэффициент надежности по ответственности принимается равным 1,1, при пролете более 120 м коэффициент надежности по ответственности принимается не менее 1,2.

Величины нагрузок от собственного веса несущих конструкций следует определять с учетом коэффициента, определяющего вес узловых сопряжений $k = 1{,}05—1{,}3$ [18].

В первом приближении нормативные величины технологических нагрузок на покрытие можно принять 20—60 кг/см^2. При расчетах узлов необходимо учитывать возможность приложения в любой узловой точке конструкции покрытия сосредоточенных сил, в первом приближении не более 5 кН [18].

Стальные конструкции рассчитывают по предельным состояниям согласно нормам проектирования. Предельные усилия, воспринимаемые элементами, следует определять с учетом начальных несовершенств. Собственные остаточные напряжения (от сварки, прокатки, холодной правки) в расчетах допускается не учитывать. Сварные соединения и фрикционные соединения на высокопрочных болтах следует рассматривать как неподатливые.

Стойки, распорки и связи, используемые для уменьшения свободной длины сжатых элементов кроме расчетных усилий, дополнительно рассчитывают на сжатие и растяжение минимальной силой, равной 3% продольного усилия в примыкающем сжатом элементе или на действие фиктивной поперечной силы.

Способность стальных конструкций противостоять хрупкому разрушению следует обеспечивать выполнением требований по выбору сталей. При этом для расчетных сопротивлений усталости учитывают вид нагрузки, количество циклов нагружений, наибольшие и наименьшие значения напряжений, а для расчетных сопротивлений хрупкому разрушению — толщину элемента и температуру монтажа, и эксплуатации [18].

Конструкции с предварительным напряжением или регулированием должны быть проверены расчетом на прочность и устойчивость на всех этапах их выполнения. При этом коэффициенты условий работы, коэффициенты надежности по нагрузке, потери напряжений от релаксации, трения и податливости анкеров напрягаемых элементов принимаются в соответствии с СП 35.13330.

Материалы для несущих конструкций из прокатного металла следует принимать в соответствии с требованиями СП 16.13330. Допускается принимать стали по СП 35.13330, а также стали зарубежной поставки. Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам и таблицам нормативных документов. Стали для несущих конструкций с учетом степени их ответственности следует применять

с повышенными требованиями по ГОСТ 27772, ГОСТ 14637, ГОСТ 23118, ГОСТ 24297.

Качество и марки материалов следует принимать для группы 1 по СП 16.13330, а коэффициент надежности по материалу, равным 1,1. Несущие конструкции изготавливаются из стали С345 по ГОСТ 27772, ГОСТ 6713 и более прочных. В качестве проката повышенной прочности с $R_{yn} = 345$ МПа рекомендуется применять сталь С345 по ГОСТ 27772-2015. При изготовлении ответственных металлических конструкций в качестве проката высокой прочности с $R_{yn} = 390$ МПа рекомендуется применять сталь С390 и выше по ГОСТ 27772-2015. Для стальных электросварных труб допускается принимать сталь К56 (С390) по ТУ 1381-003-47966425-2006 и К60 (С440) по ТУ 1381-020-00186654-2011.

Материалы и требования к сварным соединениям следует принимать в соответствии с СП 16.13330, ГОСТ 2318, ГОСТ 6696. Допускается использовать сварочные материалы по СП 35.13330. Материалы и требования для болтовых соединений, в том числе высокопрочных, следует принимать в соответствии с СП 16.13330, ГОСТ 1759.0, ГОСТ 32484.1.

Выбор стальных канатов, анкерных устройств, соединительных элементов, узлов и деталей подробно описан в [18].

Выбор материалов для ограждающих конструкций большепролетных покрытий является весьма важной задачей. Кровельные покрытия выполняется в соответствии с требованиями СП 14.13330, СП 71.13330. Для непрозрачных покрытий следует использовать профилированный настил по ГОСТ 24045 из оцинкованной холоднокатаной стали по ГОСТ 14918 или ГОСТ 34180. Применяется профилированный настил высотой гофр 20—45 мм (марка НС) и 45—160 мм (марка Н). Возможно применение двухслойных систем, между которыми находится утеплитель. В качестве ограждающих конструкций покрытий могут применяться алюминиевые листы и кровли из титан-цинка [18]. Светопрозрачные кровли выполняются из жесткого или гибкого пластика и поликарбоната [30]. Широкое применение находят тентовые ограждающие конструкции из синтетических тканей [22, 31—34].

3.1.5. Научно-техническое сопровождение

При проектировании большепролетных зданий и сооружений, особенно уникальных, выполняется их научно-техническое сопровождение. Данная работа подразумевает продувку макета в аэродинамической трубе с последующей разработкой рекомендаций по назначению снеговых и ветровых нагрузок, изготовление и исследование физической модели сооружения (при необходимости), разработку методик расчета элементов конструкций, составление и исследование расчетной схемы сооружения, выполнение поверочных расчетов, анализ чертежей и т. д. [4].

Задачами научно-технического сопровождения являются:

- разработка «Технических условий» на изготовление, монтаж и приемку металлоконструкций, содержащих основные положения показателей качества и методы их контроля;

- при необходимости назначение в конструкции проката с более высокими свойствами, чем в требованиях СП 16.13330;
- проведение технического контроля качества проката;
- контроль и приемка металлоконструкций при их изготовлении и монтаже, монтажных болтовых и сварных соединений;
- анализ результатов научно-технического контроля с выводами и рекомендациями.

В рамках научно-технического сопровождения разрабатываются рекомендации по обеспечению живучести сооружения при экстремальных ситуациях, включающие противопожарные и антитеррористические мероприятия, проводится технический мониторинг основных несущих конструкций на стадии возведения и эксплуатации сооружения.

Выполняются экспериментальные исследования на крупномасштабных моделях или натурных объектах. В этом случае основной целью является выявление действительного напряженно-деформированного состояния рассматриваемых конструкций и оценка корректности методики расчета.

Рекомендации по выбору рационального варианта конструктивной схемы и оптимальных геометрических соотношений и жесткостных параметров основных элементов покрытий назначаются по результатам исследования работы большепролетного сооружения. Напряженно-деформированное состояние большепролетных сооружений и технико-экономические показатели зависят от варьируемых параметров: конструктивного решения, исходной геометрии, размеров поперечного сечения, физико-механических свойств материала и т. д. Тип покрытия, габаритные размеры здания, величины и характер распределения климатических, технологических и других нагрузок и воздействий являются параметрами заданными и неизменяемыми.

Подробные примеры проектирования и научно-технического сопровождения большепролетных сооружений на объектах «Светопрозрачное покрытие Старого Гостиного Двора», «Покрытие над трибунами стадиона «Локомотив»», «Крытый конькобежный центр в Крылатском» приведены в источнике [4].

Контрольные вопросы к разделу 3.1

1. Какие конструкции можно назвать большепролетными?
2. Перечислите этапы проектирования большепролетных конструкций.
3. Какие основные нагрузки и воздействия следует учитывать при проектировании большепролетных конструкций?
4. Какие основные задачи решает научно-техническое сопровождение в рамках строительства большепролетных зданий и сооружений?

3.2. КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ БАЛОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ

3.2.1. Общая характеристика и классификация балочных покрытий

Плоские и пространственные балочные конструкции находят широкое применение в покрытиях большепролетных сооружений. Пролеты таких конструкций достигают более 200 м. Большепролетные балочные конструкции могут быть статически определимыми или неопределимыми. Существенными преимуществами балочных конструкций в покрытиях большепролетных сооружений являются:

- простота статической схемы работы;
- отсутствие распора от вертикальных нагрузок;
- нечувствительность к осадкам опор при использовании статически определимых конструкций.

К недостаткам балочных систем следует отнести сравнительно большой расход металла и значительные габариты.

Основными несущими элементами балочных систем в большепролетных сооружениях служат решетчатые конструкции в виде ферм. Балки сплошного сечения применяются при пролетах до 50 м и имеют больший расход стали.

Фермы больших пролетов зачастую оказываются негабаритными для перевозки, т. е. имеют высоту более 3,85 м. Негабаритные фермы расчленяют на отправочные марки по длине пролета и по высоте. Конструкция кровли может требовать частого расположения прогонов и для исключения приложения нагрузки вне узла применяются шпренгельные решетки или устройства пояса из двутавров или труб.

Большепролетные фермы могут иметь различное очертание. Выбор того или иного очертания фермы определяется рядом факторов:

- назначением здания или сооружения;
- объемно-планировочными решениями;
- типом кровельного покрытия;
- необходимостью подвески технологического оборудования;
- надежной работой под заданными эксплуатационными нагрузками.

Фермы подразделяются по очертанию на фермы с параллельными поясами, одно- и двухскатные трапециевидные фермы, полигональные фермы, треугольные фермы, двускатные фермы с затяжкой, сегментные фермы, фермы параболического очертания и т. п. (рис. 3.2.1).

Конструктивные схемы ферм с параллельными поясами показаны на рис. 3.2.1 *а*, *б*. Фермы такого очертания зачастую используются для плоских или малоуклонных кровель. Двускатные и односкатные трапециевидные фермы (рис. 3.2.1 *в*, *г*) применяются при покрытиях с уклоном кровли 1/12—1/15 пролета. Полигональные фермы (рис. 3.2.1 *д*) имеют криволинейное очертание верхнего пояса, такое очертание рационально применять для большепролетных зданий и сооружений пролетом 60—90 м.

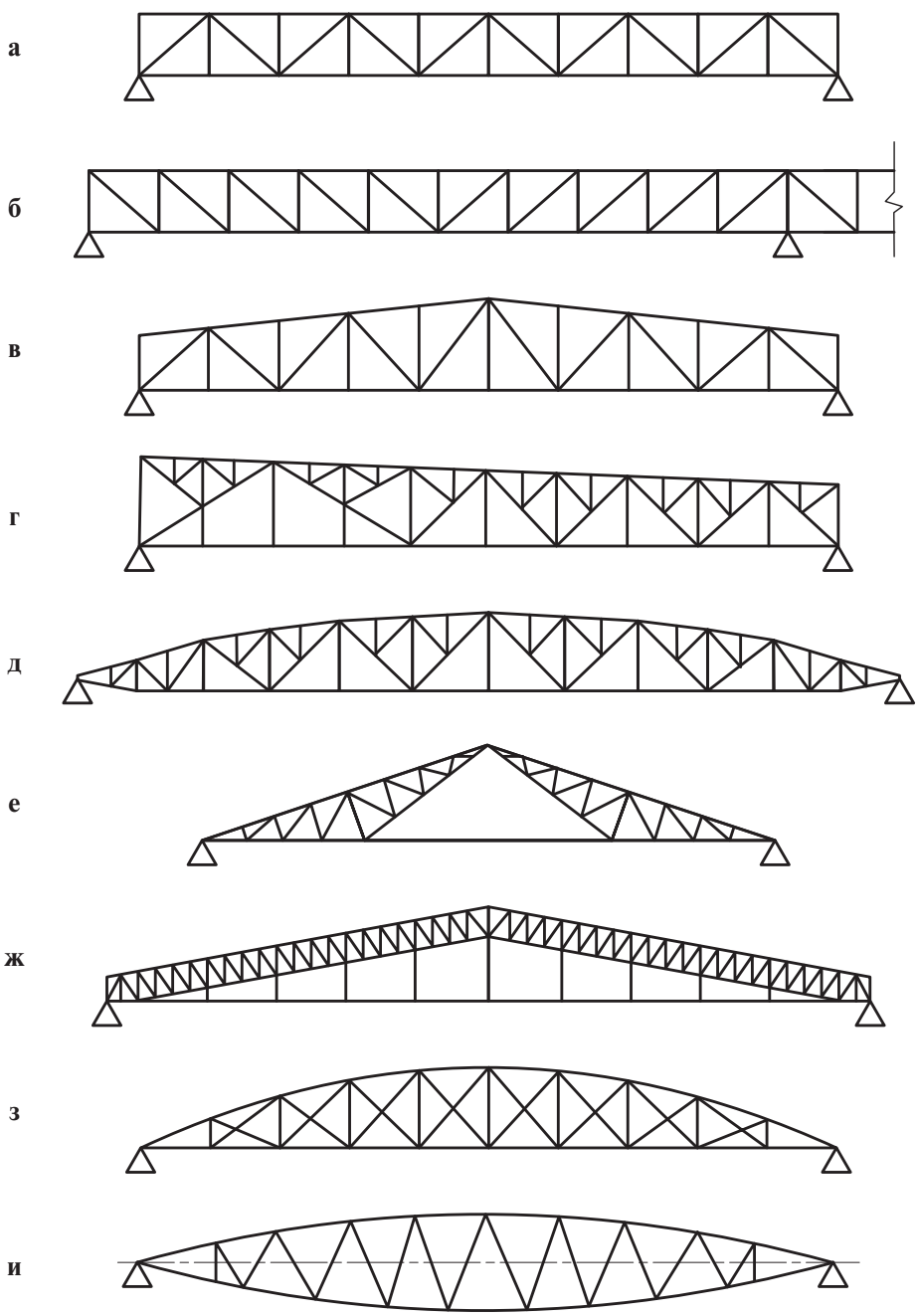


Рис. 3.2.1. Большепролетные балочные системы в виде ферм:
а, *б*) фермы с параллельными поясами; *в*) двухскатные трапециевидные фермы; *г*) односкатные трапециевидные фермы; *д*) полигональные фермы; *е*) треугольные фермы; *ж*) двускатные фермы с параллельными поясами с затяжкой; *з*) сегментные фермы; *и*) фермы параболического очертания

Треугольные фермы (рис. 3.2) применяются при уклонах кровли 1/5—1/7 пролета. Из двух треугольных ферм возможно выполнить одну двускатную, используя при этом затяжку по нижнему поясу. Применение треугольных ферм становится экономически нецелесообразным при пролетах более 60 м ввиду значительной высоты в середине пролета. Вариант двускатных ферм с параллельными поясами и затяжкой приведен на рис. 3.2.1 *ж*. Подобные фермы могут применяться при пролетах до 90 м.

Сегментные фермы (рис. 3.2.1 *з*) имеют очертание близкое к эпюре изгибающих моментов при равномерном загружении всего пролета, их рационально применять для покрытий пролетом 60—100 м и более.

Фермы с параболическим очертанием поясов равной кривизны изображены на рис. 3.2.1*и*. Такие фермы при равных условиях экономичнее ферм с прямолинейными поясами примерно на 10%, при этом в элементах решетки возникают сравнительно малые усилия. Трудоемкость изготовления таких ферм выше, чем ферм с прямолинейными поясами.

При проектировании большепролетных ферм необходимо выбрать конструкцию решетки. Эффективность применения той или иной схемы решетки ферм зависит от ряда факторов:

- видом приложения нагрузок (узловая или внеузловая);
- очертания и высоты ферм;
- схемой примыкания поперечных конструкций (связей, распорок, прогонов и т. д.).

Количество стержней элементов решетки следует принимать наименьшим, таким образом, достигается минимальный вес конструкций большепролетного покрытия, снижается трудоемкость изготовления и монтажа. Этим требованиям наиболее полно соответствует треугольная схема решетки со стойками, приведенная на рис. 3.2.1 *а*, *в*.

На рис 3.2.1*б* изображена раскосная схема решетки ферм. Оптимальные углы наклона раскосов относительно поясов ферм составляют для треугольной решетки 45°, раскосной — 35°. Для уменьшения гибкости раскосов в плоскости фермы и уменьшения шага узлов в решетку вводятся шпренгели (рис. 3.2.1 *г*, *д*), что увеличивает трудоемкость изготовления решетки, но позволяет снизить общую металлоемкость фермы.

Полураскосные и крестовые решетки (рис. 3.2.1 *з*) имеют большое количество стержней. Их применение должно быть обосновано соответствующим технико-экономическим анализом.

3.2.2. Компоновка

На рис. 3.2.2 приведены компоновочные схемы несущих конструкций большепролетных покрытий в плане с раскладкой основных несущих конструкций. Схемы могут быть нормального и усложненного типа. Нормальный тип приведен на рис. 3.2.2 *а*. Поперек здания устанавливаются главные стропильные фермы, на которые укладывают прогоны. Фермы в таком случае, как правило, устанавливаются с шагом 12 м. Стропильные фермы могут опираться на колонны или на подстропильные фермы. К преимуществам данной схемы следует

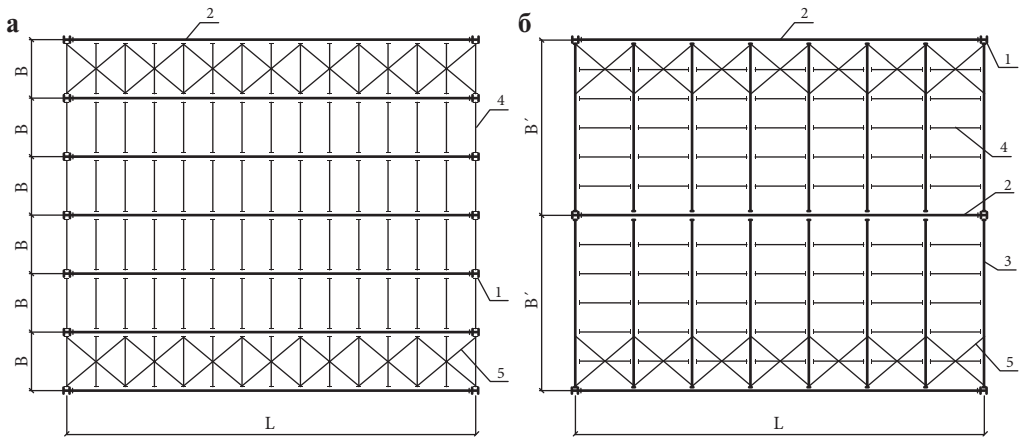


Рис. 3.2.2. Компоновочные схемы несущих конструкций покрытия: *а*) нормального типа; *б*) усложненного типа; *L* — пролет здания; *B* и *B′* — шаг ферм в продольном направлении в нормальном типе; *B′* — шаг ферм в продольном направлении в усложненном типе; 1) колонны; 2) главная поперечная ферма; 3) продольные промежуточные фермы; 4) прогоны; 5) система связей

отнести простоту компоновки и минимальное число разнотипных элементов. К недостаткам можно отнести необходимость устройства системы вертикальных и горизонтальных связей.

Схема усложненного типа, приведенная на рис. 3.2.2 *б*, состоит из главных поперечных, продольных промежуточных ферм и прогонов. Главные фермы рекомендуется устанавливать с шагом 18—36 м, при этом продольные промежуточные фермы могут быть как разрезными, так и неразрезными. Усложненный тип компоновки становится более целесообразным при пролетах 70 м и более.

Окончательный выбор схемы большепролетного балочного покрытия выполняется после технико-экономического анализа нескольких вариантов по критериям металлоемкости, трудоемкости и итоговой стоимости, в том числе с учетом расходов на фундаменты.

Существуют несколько основных вариантов поперечных сечений ферм. Основными из них являются плоские, блочные прямоугольные и трехгранные сечения (рис. 3.2.3). На рис. 3.2.3 *а*, а изображено трехгранное сечение, на рис. 3.2.3 *б* — плоское, на рис. 3.2.3 *в* — блочное прямоугольное сечение из двух плоских ферм.

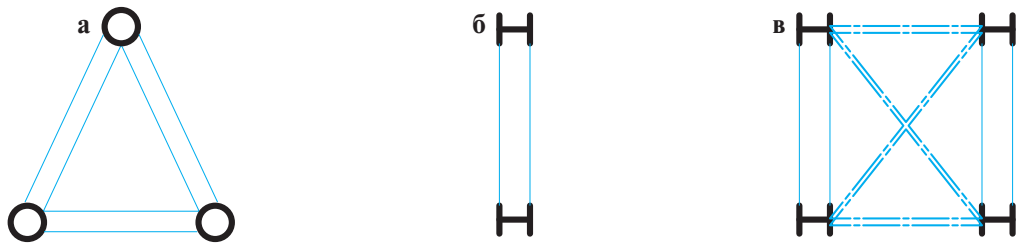


Рис. 3.2.3. Поперечные сечения ферм:
а) трехгранное; *б*) плоское; *в*) прямоугольный блок

3.2.3. Конструктивные решения и расчет

Конструктивные параметры, которые на первом этапе проектирования требуют особого внимания — это пролет и высота ферменных конструкций. Пролет ферм, как правило, назначается на основе технологических и архитектурных требований. Оптимальную высоту фермы следует определять по ее наименьшей металлоемкости [35]. Для трапециевидных и полигональных разрезных ферм высота назначается в пределах (1/8—1/12) пролета, с параллельными поясами — (1/8—1/14) пролета, треугольных (1/6—1/9) пролета, ферм с затяжкой в ключе до затяжки (1/8—1/10) пролета и полуферм (1/12—1/20) пролета. Кроме оптимальной определяется минимальная высота фермы с учетом допустимых прогибов.

Высота балочных конструкций назначается несколько ниже оптимальной, но не меньше минимальной. Объясняется это тем, что оптимальная высота определяется из условия обеспечения минимума расхода стали, а минимальная высота из условия предельно допустимых прогибов [35, 36].

В некоторых случаях требуется назначение строительного подъема (обратного выгиба) для балочных (ферменных) конструкций. Это связано с необходимостью компенсировать большие прогибы, не допустимые по условиям эксплуатации, от действующих нагрузок [25, 35—37].

Для повышения эффективности большепролетных ферм рекомендуется применять стали повышенного класса прочности с пределом текучести 340 МПа и более.

Пояса большепролетных ферм могут выполняться различного поперечного сечения с применением прокатных или сварных профилей (рис. 3.2.4). Известны конструктивные решения поясов из уголков (рис. 3.2.4 *а*) и двутавров (рис. 3.2.4 *б — д*). Широко применяются сечения поясов ферм из двух швеллеров (рис. 3.2.4 *к*), замкнутых (рис. 3.2.4 *и — н*) или открытых составных (рис. 3.2.4 *з*, *о*, *п*) профилей. Встречаются также сквозные сечения из двух прокатных профилей, соединенных планками (рис. 3.2.4 *к*).

Расчет ферм может выполняться как плоских стержневых систем. Влияние изгибающих моментов от жесткости узлов учитывается только при ширине поясов более 1/10 длины панели [38]. Для эффективного применения высокопрочных сталей гибкости элементов следует принимать в пределах 40—60. Прогиб ферм определяется как для стержневой системы и оценивается в соответствии с указаниями СП 20.13330. При неразрезных балочных системах для регулирования усилий в элементах фермы можно использовать смещение уровня опор. Для более точного учета работы ферм в составе покрытия рекомендуется использовать пространственные расчетные схемы, включающие все конструкции, входящие в состав здания.

3.2.4. Примеры балочных покрытий

На рис. 3.2.5 приведена схема большепролетного ангара с максимальным пролетом в поперечном направлении 84 м [38]. В продольном направлении уложены односкатные фермы пролетом 60 м. Отметка до уровня нижнего пояса

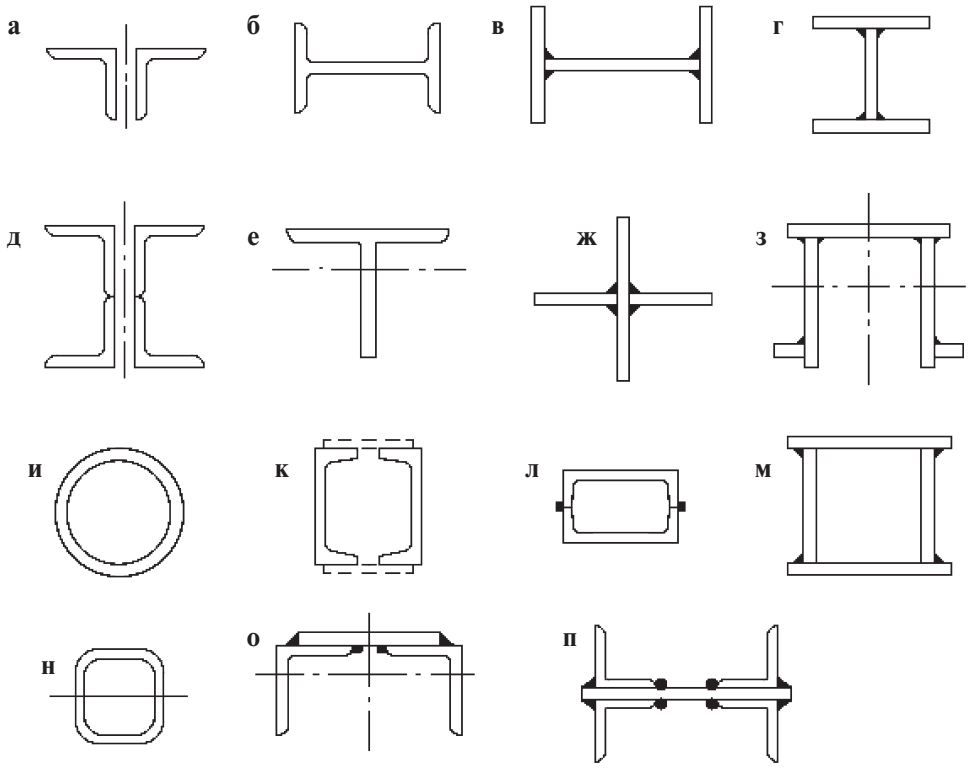


Рис. 3.2.4. Варианты поперечных сечений поясов ферм: *а*) составное из прокатных уголков; *б — д*) двутавровые симметричные широкополочные прокатные и сварные профили; *е*) прокатный тавр; *ж*) крестовое сечение; *з*, *л*, *м*) сечение с двумя стенками; *и*, *н*) замкнутые круглые и квадратные сечения; *к*) составные сечения на планках; *о*, *п*) составные сечения из прокатных элементов

ферм +19,500. К продольным фермам подвешена кран-балка грузоподъемностью 5 тонн (рис. 3.2.5).

Односкатные фермы приняты трапециевидного очертания со шпренгельной раскосной решеткой. Высота поперечной фермы пролетом 84 м составляет 9 м. Для несущих конструкций покрытия применена сталь С345. По покрытию выполнена система горизонтальных связей. Расход стали на данное покрытие составил 46 кг/м^2, на весь каркас — 90 кг/м^2 [38].

На рис. 3.2.6 приведен несущий каркас Большой ледовой арены в г. Сочи [39]. Покрытие ледовой арены имеет форму усеченного в основании эллипсоида с осевыми размерами 97,9 на 71,8 м и высотой 34,7 м. Покрытие арены конструктивно разделено деформационным кольцевым швом по железобетонной этажерке на две части: покрытие вестибюлей и покрытие центральной части — игрового поля и трибун. Центральный пролет арены перекрывает главное хоккейное поле и зрительские трибуны. Пролет образован 17 плоскими фермами, имеющими 9 типоразмеров. Фермы имеют треугольную шпренгельную решетку, опираются по контуру на опорное кольцо, по нижним и верхним поясам выполнена система связей, а по верхним поясам уложены прогоны.

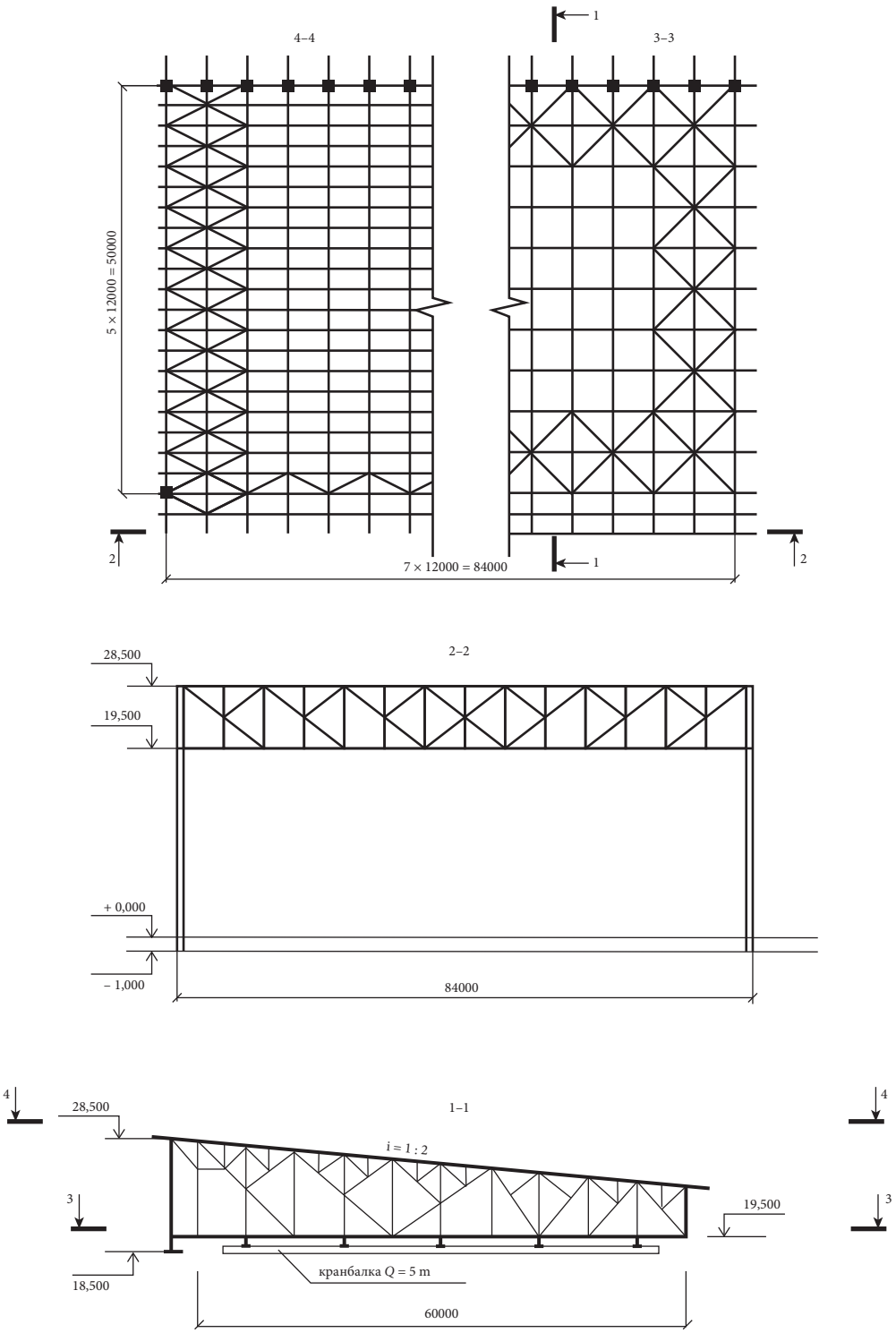


Рис. 3.2.5. Конструктивное решение ангара с максимальным пролетом 84 м

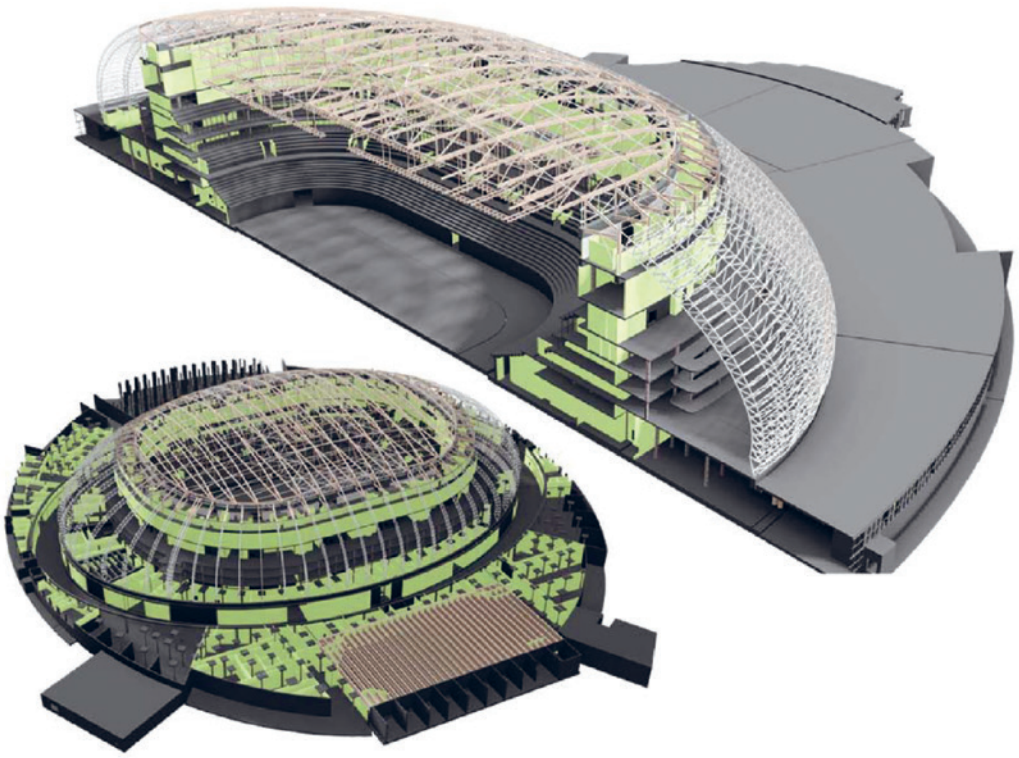


Рис. 3.2.6. Несущий каркас Большой ледовой арены в г. Сочи

Пролет большепролетных ферм в данном случае меняется от 53,7 м до 94,4 м. Фермы установлены с переменным шагом от 6,5 до 7,5 м. Покрытие вестибюлей и галерей стадиона образованно 68 полуарками, имеющими длину от 27,5 м до 40 м. Нижняя часть полуарок опирается на стилобат. Верхняя часть полуарок опирается на перекрытие на отметке +22,100 м, где в совокупности с дополнительными связями образуют диафрагму жесткости. Диафрагма жесткости является связующим звеном между фермами-полуарками покрытия вестибюля и большепролетными фермами [39].

На рис. 3.2.7 показан общий вид футбольного стадиона «Казань Арена» на 45 тыс. зрителей в г. Казань. В плане покрытие представляет собой круг диаметром около 250 м с центральным прямоугольным вырезом 129,6 × 91,2 м [40]. Несущие стальные конструкции покрытия состоят из пространственной трехгранной фермы (главного ригеля), шарнирно опертой на восемь стальных опор. Пролеты трехгранной фермы между опорами по длинной и короткой сторонам стадиона достигают 127 и 98 м. Высота трехгранной фермы главного ригеля переменная — от 9,878 до 11,74 м. К главному ригелю жестко присоединены радиальные консольные фермы с шагом 15,3 м и вылетом 34—39 м. Между консольными фермами с шагом 8 м установлены кольцевые второстепенные фермы, на которые с шагом 3 м опираются прогоны пролетом 8 м, предназначенные для кровли из профилированного настила и поликарбоната.



Рис. 3.2.7. Футбольный стадион «Казань Арена» на 45 тыс. зрителей

Пояса главного ригеля, решетка, элементы консольных ферм выполнены из высокопрочных стальных труб. Расход стали на покрытие составил порядка 250 кг/м^2.

В практике строительства известны конструкции покрытия с фронтальной балкой или фермой без промежуточных опор и стойками по их концам [22]. Пример такого решения покрытия над трибунами стадиона «Peter Mokaba Stadium» в ЮАР. Основная конструктивная схема выполнена в виде массивных опор (с пандусами для зрителей, лифтами и технологическими устройствами) по углам стадиона, служащие опорами главной стальной трехгранной фермы пролетом 172 м. Ниже основной фермы установлены поперечные фермы (рис. 3.2.8). При помощи такого конструктивного решения построены стадионы «Estadi Cornella-ElPrat» в Испании, «Arena Pantanal» и «Arenada Baixada» в Бразилии и др.

Широко распространены консольные (крановые) конструктивные решения покрытий с защемлением по наружному периметру (рис. 3.2.9). Помимо преимуществ в виде свободного обзора для зрителей и возможности использования в сооружениях с овальным планом имеется и ряд недостатков: в большинстве случаев линейная (не пространственная) работа конструкций, большая стоимость при большем вылете консоли, необходимость применения



Рис. 3.2.8. Пример покрытия с фронтальной фермой («Peter Mokaba Stadium», ЮАР)

дополнительных конструктивных мероприятий от отрицательного ветрового давления [22]. Примерами таких решений могут служить конструкции покрытий над трибунами стадионов «Tivoli-Stadion» в Германии, «Daejeon World Cup Stadium» в Южной Корее, «Stadio San Paolo» в Италии, «Estádio Beira-Rio» в Бразилии, «Shizuoka Stadium ECOPA» в Японии, «Estadio Azteca» в Мексике, «Estadio Olimpico Pascual Guerrero» в Колумбии, «Estadio Polideportivo Cachamay» в Венесуэле, «Arena Lviv» в Украине.

Для разгрузки стальных консолей с большим вылетом используют подвески [22]. К таким решениям можно отнести покрытие стадиона «Munsu Stadium» в Южной Корее (рис. 3.2.10 *а*), состоящее из трехгранных радиальных ферм переменной ширины и высоты и объединяющей их поперечной фермы. В местах их пересечения покрытие подвешено тросами к пилонам, равномерно расположенным по периметру стадиона. Тросы-оттяжки с верха пилона замыкаются через распорку на каркас трибун.

Покрытие стадиона «Mbombela Stadium» в ЮАР (рис. 3.2.10 *б*) состоит из перекрестных ферм, подвешенных на тросах к 18 стальным пространственным башням высотой 48 м. Горизонтальные усилия от вант воспринимаются оттяжками, идущими от верха башни до распорки в месте перелома и замыкающимися на фундаментной плите.



Рис. 3.2.9. Пример консольных конструктивных решений покрытий

Покрытие стадиона «Singal Induna Park» в Германии (рис. 3.2.10 *в*) включает 8 угловых опор, на консолях между ними установлены 4 трехпоясные главные фермы пролетами 185 и 130 м соответственно. Нагрузка от покрытия воспринимается пилонами высотой 62 м, передающими вертикальные усилия через стойки на фундаменты, а горизонтальные усилия от оттяжек — через распорку на каркас трибун.

На время проведения чемпионата мира по водным видам спорта FINA в 2015 г. внутри футбольного стадиона «Казань Арена» был сооружен временный навес над трибунами и плавательным бассейном (рис. 3.2.10 *г*). Сооружение выполнено в виде 12 вертикальных решетчатых мачт высотой 50,2 м, к которым на оттяжках крепятся консольные решетчатые фермы пролетом 75 м. По верхнему поясу консольных ферм установлены прогоны. С обратной стороны мачты раскреплены 12 метровыми распорками, на которые замыкаются тяжи стойки и подкосами, обеспечивающими передачу усилий на опору мачты и несущую балку трибун.

Консольные конструктивные решения также применены в покрытиях стадионов «Coca-Cola Park» в ЮАР, «Kashima Soccer Stadium» в Японии, «Estadio Mineirao» и «Estadio Castelao» в Бразилии, «Estadio Metropolitanode Merida» в Вэнесуэле, «Estadio Metropolitano Roberto Melendez» в Колумбии, «Frankenstadion» в Германии.

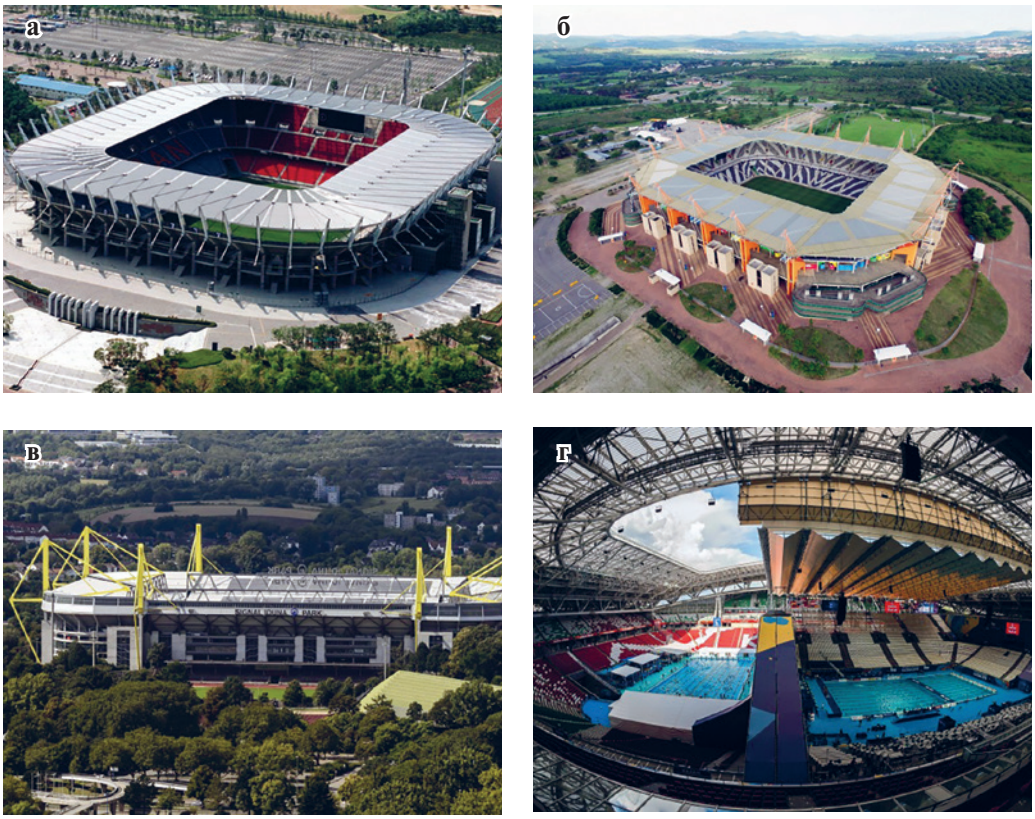


Рис. 3.2.10. Пример консольных конструктивных решений покрытий с подвесками

Контрольные вопросы к разделу 3.2

1. Опишите преимущества и недостатки большепролетных балочных конструкций.
2. Какие типы металлических большепролетных ферм вы знаете?
3. Какие типы компоновочных схем большепролетных балочных конструкций вы знаете?
4. Перечислите основные типы поперечных сечений ферм.

Темы практических занятий к разделу 3.2

1. Для перекрытия ангара пролетом 54 м требуется разработать конструкции ферм с параллельными поясами во II снеговом районе. Компоновку принять нормального типа.
2. Выполнить расчет стропильной фермы трехгранного поперечного сечения пролетом 66 м.
3. Над открытыми трибунами стадиона разработать консольный навес балочного типа вылетом 21 м.

3.3. РАМНЫЕ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ СИСТЕМЫ

3.3.1. Общая характеристика и классификация рам

В соответствии с общепризнанным понятием рамы как системы состоят из стоек и ригелей, жестко соединенных в карнизном узле. Колонны рам располагаются вертикально, ригели горизонтальные или наклонные. Благодаря жесткому сопряжению ригеля и колонны достигается более эффективное использование металла, чем в балочных системах и значительно повышается жесткость ригеля. Часть изгибающего момента в ригеле перераспределяется на стойку, что позволяет уменьшить высоту ригеля. Рамы целесообразно проектировать при пролетах $50 \div 130$ м.

Большепролетные рамные конструкции применяются в зданиях и сооружениях различного назначения: крытых спортивных сооружений (ледовые дворцы, футбольные стадионы и т. п.), ангарах, крытых складах и т. п.

Стальные рамы, как правило, классифицируются по следующим признакам.

1. По очертанию:
   - П-образные (рис. 3.3.1 *а*);
   - с уклоном стоек и (или) ригелей (рис. 3.3.1 *б*);
   - полигонального очертания (рис. 3.3.1 *в*).
2. По статической схеме (рис. 3.3.2):
   - бесшарнирные — наиболее экономичны по расходу металла, но обладают большой чувствительностью к неравномерной осадке фундаментов и изменениям температуры;
   - двушарнирные — наиболее часто применяемые благодаря более простой конструкции, меньшей чувствительности к осадкам фундаментов, отсутствием изгибающих моментов, передаваемых на фундамент;
   - трехшарнирные — наиболее металлоемки и обладают более высокой деформативностью;
   - двушарнирные и трехшарнирные рамы с затяжкой на уровне карнизных узлов с затяжкой имеют меньший расход стали. Однако использование затяжек затрудняет использование свободного пространства здания и повышает трудоемкость монтажа.
3. По типу сечения (рис. 3.3.3):
   - сплошностенчатые (рис. 3.3.3 *а*). К преимуществам сплошностенчатых рам больших пролетов относятся их малая строительная высота, возможность

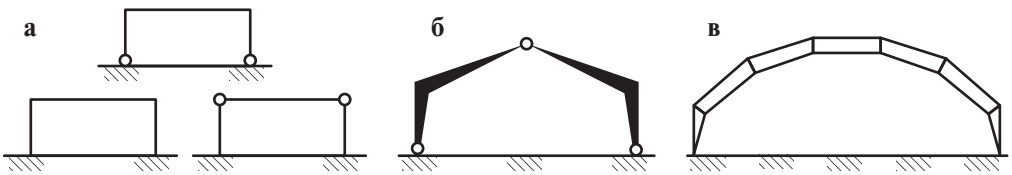


Рис. 3.3.1. Типы рамных конструкций по очертанию: *а*) П-образные; *б*) с уклоном стоек и (или) ригелей; *в*) полигонального очертания

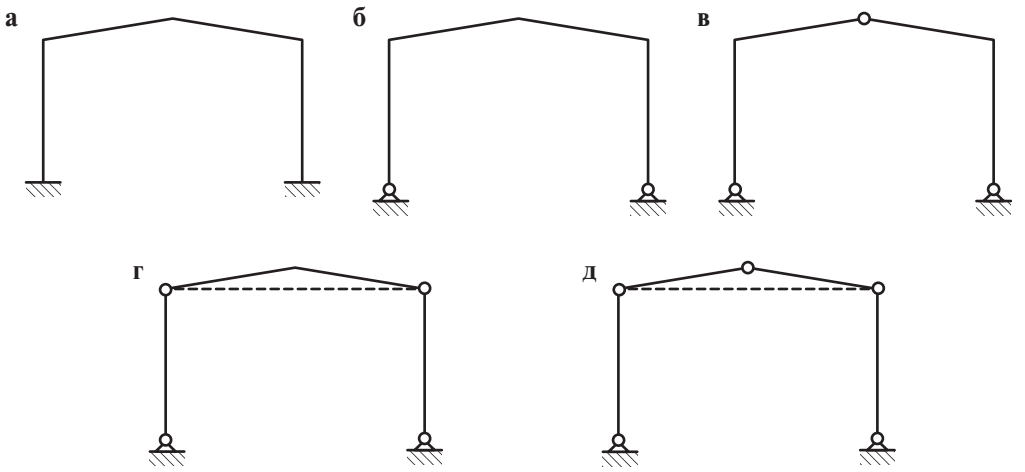


Рис. 3.3.2. Типы рамных конструкций по статической схеме:
а) бесшарнирные; *б*) двушарнирные; *в*) трехшарнирные;
г) двушарнирная с затяжкой; *д*) трехшарнирная с затяжкой

поставки на строительную площадку элементов, готовых к монтажу, и минимальные трудозатраты при сборке их в укрупненные блоки. Например, при пролетах 50 ÷ 70 м элементы рам имеют высоту сечения в пределах 1.5 ÷ 2.0 м, а при пролетах 80 ÷ 100 м строительная высота конструкций укладывается в размеры 2.5 ÷ 3 м, что соответствует железнодорожному габариту. К недостаткам сплошностенчатых конструкций следует отнести относительно высокий уровень металлоемкости. Высота сечений сплошностенчатых рам составляет (1/20 ÷ 1/30) пролета;

• решетчатые (рис. 3.3.3 *б*). Наиболее рациональны по расходу материала при пролетах от 80 м и более. Строительная высота ригеля, как правило, составляет (1/12 ÷ 1/20) пролета. Подобные системы поставляются на строительную площадку «россыпью», что влечет увеличение трудоемкости

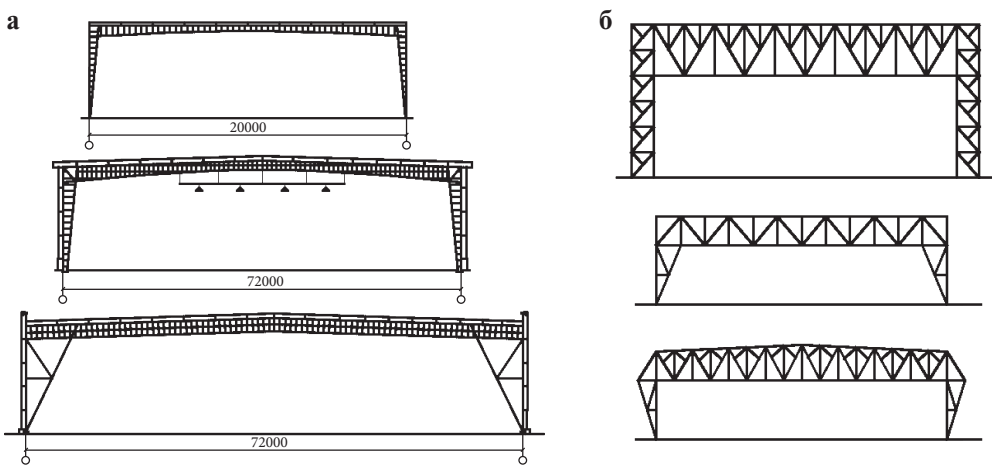


Рис. 3.3.3. Типы рамных конструкций по сечению:
а) сплошного сечения; *б*) решетчатого сечения

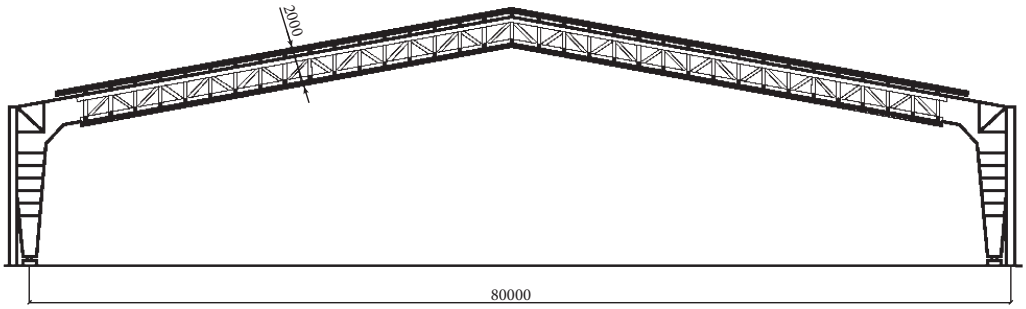


Рис. 3.3.4. Комбинированная рама, включающая сплошную стойку и решетчатый ригель

изготовления и монтажа таких конструкций. Кроме того, большая высота решетчатых ригелей ведет к увеличению отапливаемого объема и площади стенового ограждения;

• комбинированные рамы. В отдельных случаях при пролетах 60 ÷ 100 м эффективными оказываются рамы, совмещающие в себе сплошные и решетчатые сечения в зависимости от уровня усилий, действующих в элементах (рис. 3.3.4). Подобные рамы совмещают достоинства решетчатых рам (относительно низкая металлоемкость), а также сплошностенчатых рам (низкая трудоемкость изготовления и монтажа).

4. По принципу регулирования усилий:

• за счет очертания рамы и распределения погонных жесткостей по периметру рамы (рис. 3.3.5 *а*);

• за счет применения разгружающих консолей (рис. 3.3.5 *б*);

• применение затяжек (рис. 3.3.5 *в, г*).

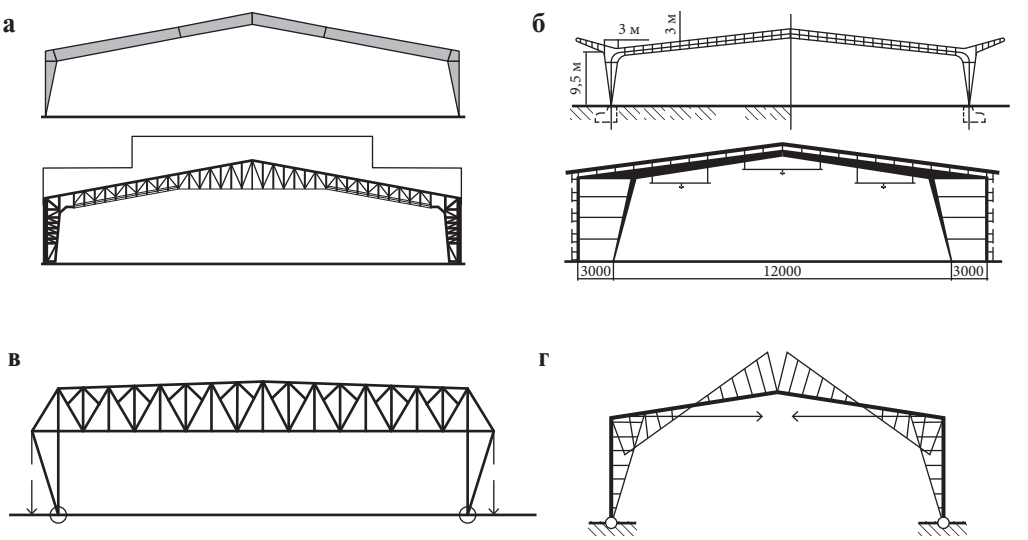


Рис. 3.3.5. Типы рамных конструкций по принципу регулирования усилий за счет: *а*) очертания рамы и распределения погонных жесткостей по периметру рамы; *б*) применения разгружающих консолей; *в*, *г*) применения затяжек

Рациональность применения рам по статической схеме, типу сечения, очертанию является ключевым вопросом при определении окончательного конструктивного решения и производится на основе вариантного и оптимального проектирования. Для конструкций большепролетных зданий и сооружений во многом применение варианта определяется конфигурацией, действующими нагрузками, требованиями к жесткости конструкций, наличием технологического оборудования. Например, в соответствии с [41] при проектировании большепролетных рамных конструкций особое внимание следует уделять выбору их статической схемы; конфигурации рамы; общей компоновке каркаса (например, назначение шага рам); системе связей и др.

К общим правилам проектирования можно отнести:

- применение, по возможности, полигонального очертания рам, либо специальных статических схем, позволяющих уменьшить усилия и деформации в конструкциях;
- использование шарнирного опирания рам на фундаменты, позволяющего существенно снизить влияние перемещений фундаментов на усилия в рамах и затраты на сами фундаменты;
- применение затяжек для восприятия горизонтального распора в раме от вертикальных нагрузок;
- назначение увеличенного шага рам: от 10 ÷ 12 м при пролетах до 60 ÷ 70 м; до 18 ÷ 24 м при пролетах от 80 до 100 м. Выбор конкретного шага должен производиться на основании технико-экономических расчетов с учетом стоимости конструкций, фундаментов, транспортных затрат, стоимости монтажа и эксплуатации;
- использование предварительного напряжения и регулирования усилий;
- оптимальный выбор стали для рамных конструкций, прогонов покрытия, фахверка и т. д.;
- применение высокопрочных сталей для основных рам не всегда является оправданным, особенно при преобладании ограничений по деформативности конструкций;
- учет требований технологичности монтажа рамных конструкций и остальных элементов каркаса и т. д.;
- применение комбинированных систем с передачей сжимающих воздействий на железобетонные элементы.
- К общим правилам конструирования следует отнести:
- применение шарнирных узлов опирания рам на фундаменты с целью снижения негативного влияния дополнительных усилий при возможных неравномерных осадках каркаса (рис. 3.3.6);
- применение высокопрочных болтов в соединениях (рис. 3.3.7) на монтаже при сборке в укрупненные блоки (рис. 3.3.8). При этом рекомендуется в зоне рабочих максимальных усилий применение фланцевого стыка; при укрупнении ригелей возможно кроме фланцевых стыков (рис. 3.3.7 *е — ж*) использование соединение на боковых накладках (рис. 3.3.7 *и*);
- применение сварных соединений при сборке на заводе-изготовителе (рис. 3.3.8).

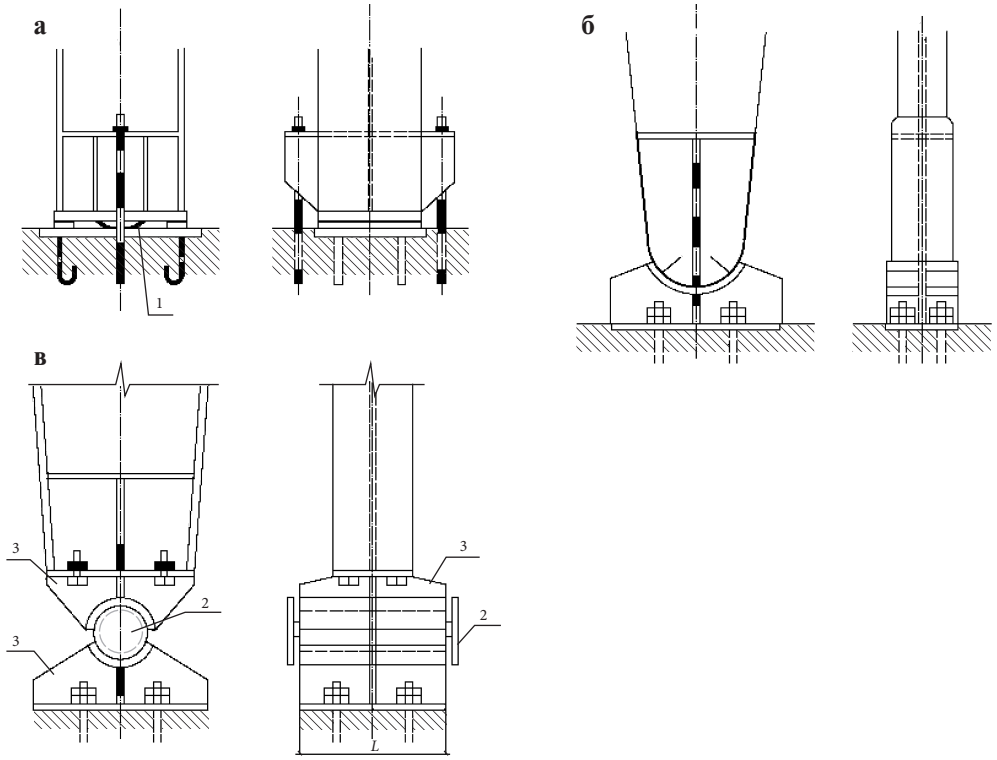


Рис. 3.3.6. Варианты шарнирных опорных узлов: *а*) с применением плиточного шарнира; *б*) с применением пятникового шарнира; *в*) с применением балансирного шарнира; 1 — опорная плита; 2 — цапфа; 3 — балансир

Следует отметить, что применение таких узловых соединений, с одной стороны, повышает технологичность изготовления, с другой стороны — ставит задачи:

а) разработки мероприятий по снижению отрицательного влияния остаточных деформаций и напряжений;

б) разработки узловых соединений, исключающих резкие концентраторы и высокий уровень местных напряжений.

3.3.2. Материалы для рам

Выбор сталей для большепролетных рам следует производить на основе анализа условий эксплуатации объекта, возможных динамических нагрузок, температуры эксплуатации, технологии изготовления и монтажа конструкций. При этом следует учитывать физические (служебные) свойства сталей: пластичность, ударную вязкость, сопротивление усталостному и хрупкому разрушению, стойкость против коррозии, протяженность площадки текучести и т. п.

Материалы для несущих конструкций рам следует назначать в соответствии с требованиями действующих норм. При использовании сталей зарубежной поставки обязательно наличие сертификатов соответствия и анализа служебных свойств стали.

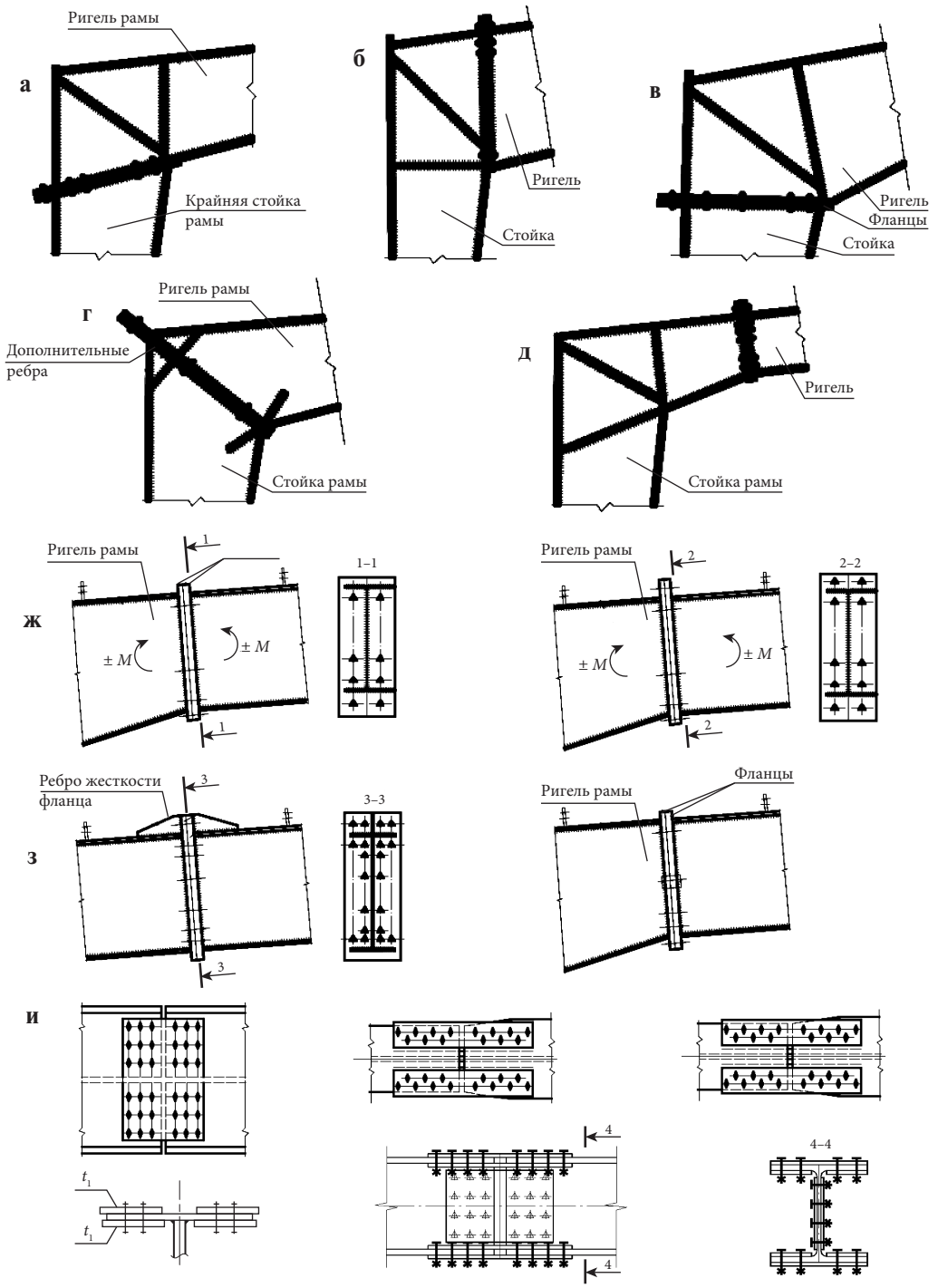


Рис. 3.3.7. Стыки рамных конструкций на высокопрочных болтах: *а — д*) карнизный узел; *е — ж*) укрупнительный узел ригеля; *и*) стык на боковых накладках

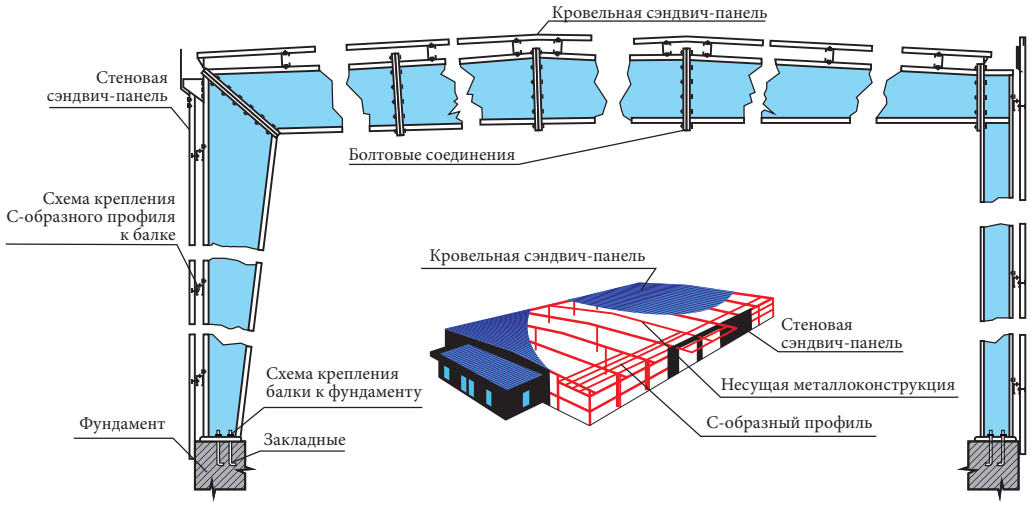


Рис. 3.3.7 *к*. Общий вид стальной рамы с укрупнительными стыками

Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженно-деформированного состояния следует определять в соответствии с данными таблиц В. 4 ÷ В. 9 СП 16.13330 при обязательном учете группы стальных конструкций. При этом на стадии проектирования следует относить конструкцию рамы к 1-ой группе, как конструкции, работающей в особо тяжелых условиях, а коэффициент надежности по материалу принимать $\gamma_m = 1.1$.

Наиболее эффективно для большепролетных конструкций рам использовать стали повышенного класса прочности С345, С375, марки стали 09Г2С-12 с обязательной оценкой химического состава на предмет свариваемости. Для предотвращения холодных микротрещин в сталях повышенной и высокой

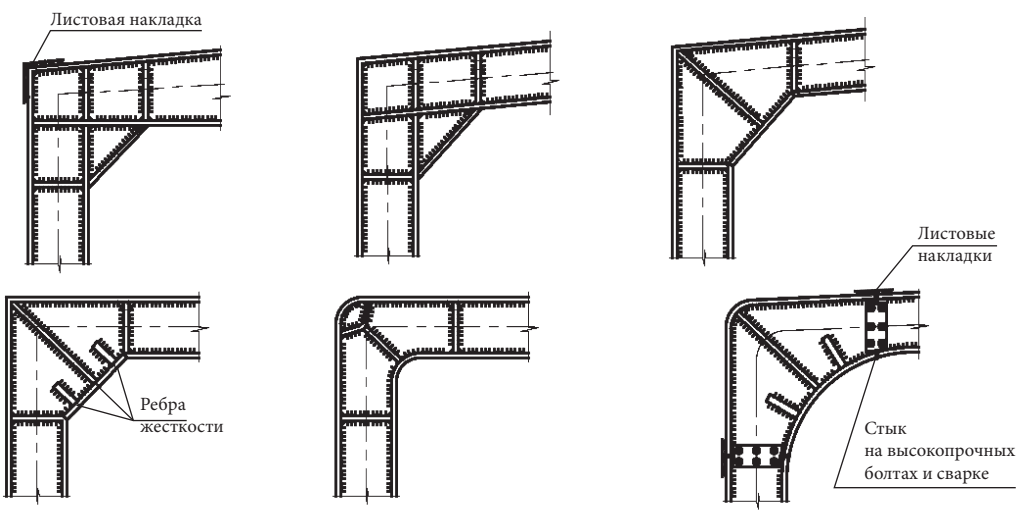


Рис. 3.3.8. Варианты сварных соединений карнизных узлов

прочности в зоне термического влияния вводятся ограничения по суммарному содержанию легирующих элементов, а также углерода по углеродному эквиваленту:

$$C_э = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mi}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V}{14} + \frac{P}{2} \le 0{,}46\ \%.$$

Для болтов-шарниров, катков, валков опорных улов рамы следует применять поковки [42] группы IV следующих категорий прочности и марок:

- КП275 сталь марок 40*, 45*в нормализованном состоянии;
- КП315 сталь марки 40Х* в нормализованном состоянии;
- КП345 сталь марки 40Х закалка плюс отпуск;
- КП590, КП640, КП785 сталь марки 40ХН2МА закалка плюс отпуск.

Для опорных частей рам, шарниров следует принимать стальное литье группы 3, марок 25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ по ГОСТ 977.

Для подвижных катковых опор листы под катки следует изготавливать из высокопрочных легированных сталей марок 40ХН2МА, 12ХГ2МА ГОСТ 4543.

3.3.3. Особенности выполнения расчетов рамных конструкций

Большепролетные рамные конструкции требуют высокой точности изготовления и монтажа. При проектировании необходим анализ чувствительности конструкций к возможным отклонениям размеров основных элементов, а также возникновения дополнительных усилий, связанных с отклонениями от проектных параметров конструкций. Снеговые, ветровые, гололедные, температурные нагрузки и воздействия принимаются в соответствии с действующими нормативными документами (СП 20.13330), а также специальных технических условий, разработанных для проектирования большепролетного здания или сооружения. Рассмотрим некоторые особенности сбора нагрузок на большепролетные рамы.

Нагрузки от собственного веса покрытия

Величины нагрузок от собственного веса несущих рамных конструкций принимаются на основе предварительных расчетов и в первом приближении составляют $0{,}5 \div 0.9$ кПа ($50 \div 90$ кг/м^2). Суммарные нагрузки от собственного веса ограждающих конструкций покрытия допускается принимать в первом приближении $0{,}8 \div 1{,}5$кПа ($80 \div 150$ кг/м^2).

Технологические нагрузки

Технологические нагрузки (вес вентиляционного оборудования, систем пожаротушения, электрооборудование и освещение, подвесные потолки, площадки обслуживания и т. п.) назначаются с учетом фактического размещения оборудования и паспортных данных на него. В первом приближении технологическая нагрузка может быть принята равной $0{,}4 \div 0{,}6$ кПа ($40 \div 60$ кг/м^2).

Снеговые нагрузки

Для рамных конструкций, с характерными малыми уклонами покрытий близким к плоским кровлям, обязательным является учет образования снеговых мешков в зонах надстроек над покрытием. Величина снеговой нагрузки в снеговых мешках может в несколько раз превышать нагрузку на остальной части покрытия. Кроме того, моделирование переноса снеговых масс (в аэродинамической трубе) по покрытию требует учета неравномерных схем загружений. В соответствии с [42] следует учитывать, что интенсивность переноса снеговых масс по покрытию пропорциональна кубу скорости ветра (v^3), а количество перемещаемого снега пропорционально повторяемости ветров (mv^3). При этом в качестве предварительного варианта расчета и распределения снеговых нагрузок по поверхности покрытия рамных конструкций следует принимать нагрузку с коэффициентом $\mu = 1$. Эту нагрузку прикладывают к раме на всем пролете, а также на половине пролета рамы (рис. 3.3.9). При разработке технического решения рам с разгружающими консолями (рис. 3.3.10)

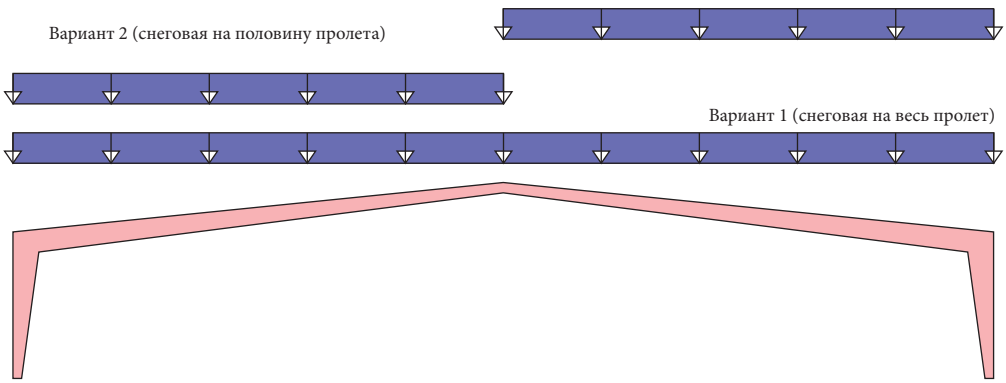


Рис. 3.3.9. Схемы распределения снеговых нагрузок на покрытие рамной конструкции

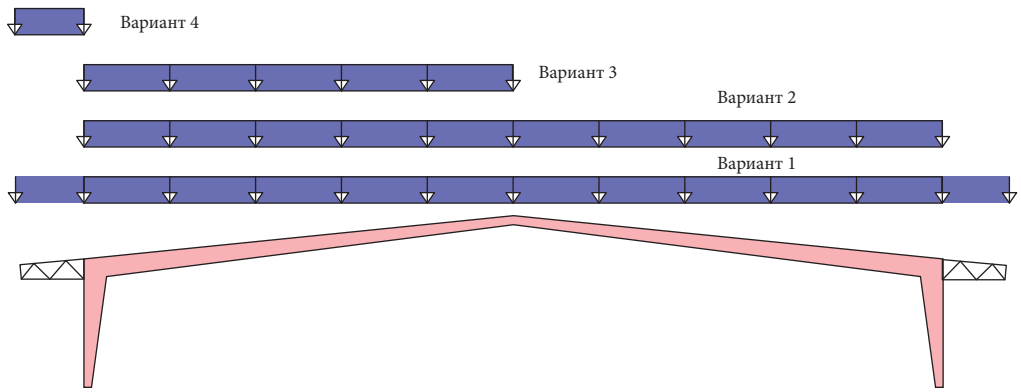


Рис. 3.3.10. Схемы распределения снеговых нагрузок на покрытие рамной конструкции с разгружающими консолями

следует предусматривать частичное загружение как пролета, так и консолей, рассматривая при этом наиболее неблагоприятный вариант распределения внутренних усилий, а также перемещений рамы.

Ветровые нагрузки

Для рамных конструкций ветровые воздействия (нагрузки) определяются с учетом средней и пульсационной составляющих. Ветровую нагрузку прикладывают, как на вертикальные элементы рам, так и на покрытие. В зависимости от уклона покрытия ветровое давление на части покрытия может быть отрицательным. Если это вызывает разгрузку конструкции, то это давление не учитывают, если при отрицательном давлении конструкция догружается, то это давлением учитывается. Ветровые нагрузки на профиль рамы следует определять в соответствии с действующими нормами СП 20.13330, а также [43]. Для ряда конструктивных решений, апробированных в [43], значения аэродинамических коэффициентов приведены на рис. 3.3.11.

Статические расчеты рамных конструкций целесообразно разделить на ряд этапов.

Этап 1. Применяются инженерные методы для определения в первом приближении сечений элементов конструкций рамы с изучением влияния статической схемы (двух-, трех, бесшарнирные) и оценки эффективности их с позиции расхода стали, технологичности и трудоемкости изготовления и монтажа. Данный этап относится к стадии предпроектной проработки и основан на опыте, а также знании методов вариантного и оптимального проектирования. Первый этап важен в разработке будущего проектного решения, поскольку основы эффективности технического решения рамной конструкции закладываются и обосновываются на начальном этапе проектирования;

Этап 2. Используются численные методы расчета с использованием специализированных программных комплексов. На данном этапе выполняются расчеты с учетом предварительно принятых сечений с корректировкой их по результатам расчета. Уточняется расчетная схема, устанавливаются рациональные соотношения геометрических параметров, приводящие к снижению расхода металла. При проведении расчетов возможно разделение пространственной системы на поперечную раму и на продольную систему каркаса (рис. 3.3.12). При этом поперечная рама воспринимает и обеспечивает передачу вертикальных нагрузок с рамы на фундаменты, а также ветровых нагрузок, действующих на продольное стеновое ограждение, а продольная система обеспечивает передачу на фундамент ветровых нагрузок на торцы каркаса и т. п.

Этап 3. Численные расчеты узловых соединений в специализированных программных комплексах с целью уточнения распределения напряжений, изучения вида напряженного состояния конструкции узла и примыкающих элементов. Как правило, такие расчеты необходимо проводить параллельно или совместно со вторым этапом, поскольку на данном этапе особенное значение имеет задание граничных условий в узлах, четкого представления характера их работы.

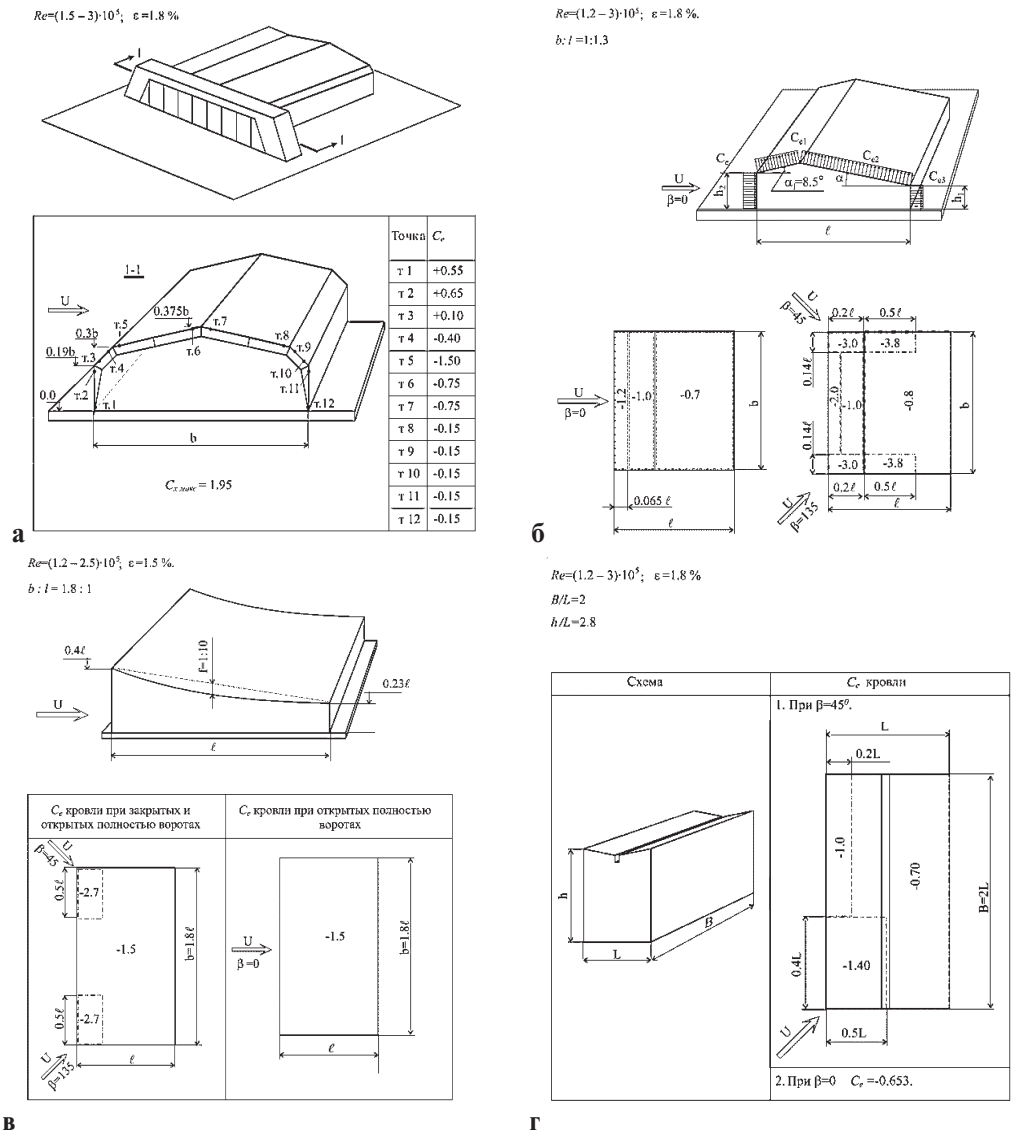


Рис. 3.3.11. Распределение ветровых нагрузок на некоторые большепролетные рамные здания и сооружения: *а*) ангар полигонального типа; *б*) ангар с двухскатной кровлей; *в*) ангар с провисающей цилиндрической поверхностью; *г*) ангар с кровлей обратного уклона

Этап 4. Поверочные расчеты с учетом фактически подобранных сечений элементов, а также исследование поведения схемы на устойчивости к прогрессирующему обрушению. Подобные расчеты могут выполняться в геометрически нелинейной постановке, позволяющей учесть изменение геометрии и отсутствие прямой пропорциональности между нагрузками и перемещениями, характерными для большепролетных конструкций. Кроме того, для анализа поведения системы в целом рекомендуется выполнение расчетов

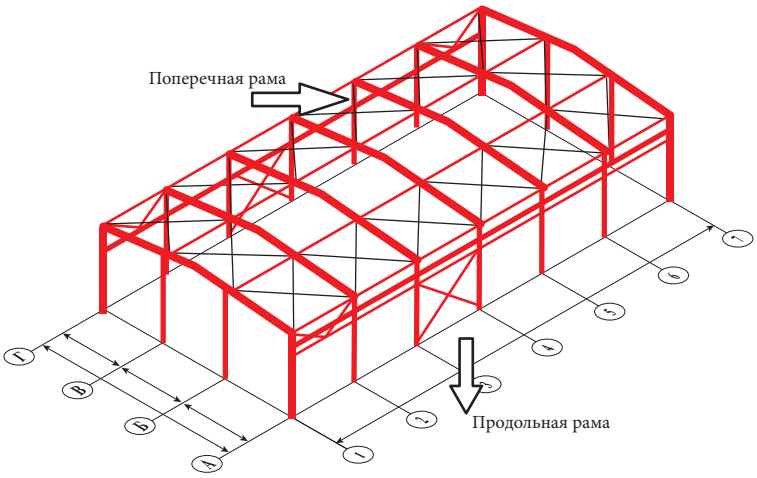


Рис. 3.3.12. Разделение систем на поперечную и продольную систему

в физически нелинейной постановке, позволяющей оценить возможные перераспределение напряжений (усилий) при достижении в расчетных сечениях предела текучести и недопущении развития шарнира пластичности.

Инженерные методы расчета рамных конструкций

Инженерные методы расчета основаны на классических методах строительной механики (метод перемещений, метод сил и т. п.) и связаны с представлением поперечной рамы в виде идеализированной шарнирно-стержневой модели в предположении упругой работы материала, а также принципа независимости действия сил.

Определение внутренних усилий в трехшарнирных, а также двушарнирных рамах (методом сил) приведены в табл. 3.3.1, 3.3.2. Геометрические параметры рамы представлены на рис. 3.3.13, где $h_к = 0{,}5Ltg\alpha$ $H = h + h_к = h + 0{,}5Ltg\alpha$.

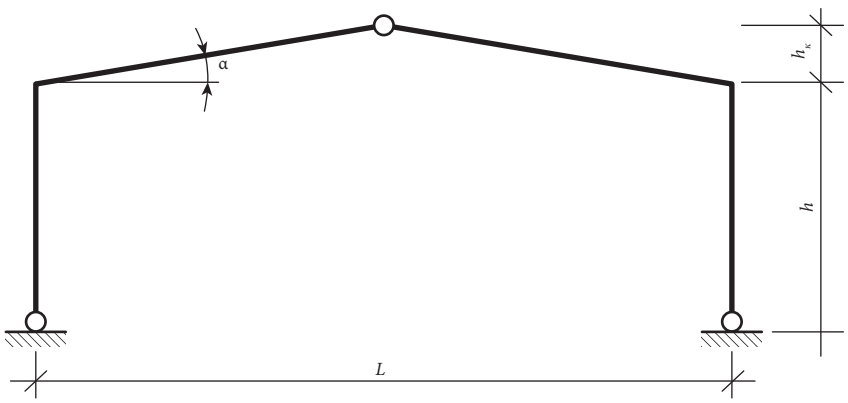
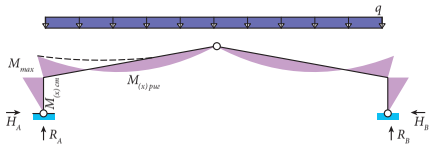


Рис. 3.3.13. Геометрические параметры рамы

Таблица. 3.3.1.

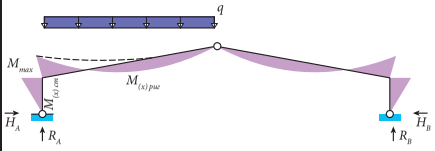
Определение внутренних усилий в трехшарнирных рамах



$$R_A = R_B = \frac{qL}{2}; \quad H_A = H_B = \frac{qL^2}{8(h+h_k)}; \quad Q_{ст} = H_A = \frac{M_B}{h+h_k};$$

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8\left(1+\frac{h_k}{h}\right)} = \frac{M_B}{1+\frac{h_k}{h}}; \quad N_{ст} = R_A = \frac{qL}{2}; \quad M_{x_{ст}} = H_A x = \frac{qL^2}{8(h+h_k)} x = \frac{M_B}{h+h_k} x;$$

$$M_{риг}(x) = \frac{qx^2}{2} + H_A(h + x\,\mathrm{tg}\alpha) - R_A x = \frac{qx^2}{2} + \frac{qL^2}{8} \cdot \frac{h + x\mathrm{tg}\alpha}{h+h_k} - \frac{qL}{2} \cdot x = \frac{qx^2}{2} + M_B \frac{h + x\,\mathrm{tg}\alpha}{h+h_k} - Q_x x;$$



$$R_A = \frac{3qL}{8}; \quad R_B = \frac{qL}{8}; \quad H_A = H_B = \frac{qL^2}{16(h+h_k)}; \quad M^{лев}_{ст.} = M^{прав}_{ст.} = \frac{qL^2}{16(h+h_k)} x; \quad M^{max}_{ст.} = \frac{qL^2 h}{16(h+h_k)};$$

$$M^{лев}_{рис}(x) = \frac{qx^2}{2} + \frac{qL^2}{16} \cdot \frac{h + x + \mathrm{tg}\alpha}{h+h_k} - \frac{3qLx}{8}; \quad M^{прав}_{риг}(x) = \frac{qx^2}{2} + \frac{qL^2}{16} \cdot \frac{h + x + \mathrm{tg}\alpha}{h+h_k} - \frac{qLx}{8};$$

$$R_A = R_B = \frac{h^2}{2L}\left(w^+ + w^-\right); \quad H_A = \frac{w^+ h\left(\frac{h}{2}+h_k\right)+\frac{h^2}{4}\left(w^+ + w^-\right)}{h+h_k};$$

$$M^{\text{лев. max}}_{cm.} = \frac{w^+ h^2\left(\frac{h}{2}+h_k\right)+\frac{h^3}{4}\left(w^+ + w^-\right)}{h+h_k} - \frac{w^+ h^2}{2};$$

$$H_B = \frac{w^- h\left(\frac{h}{2}+h_k\right)+\frac{h^2}{4}\left(w^+ + w^-\right)}{h+h_k}; \quad M^{\text{прав. max}}_{cm.} = \frac{w^- h^2\left(\frac{h}{2}+h_k\right)+\frac{h^3}{4}\left(w^+ + w^-\right)}{h+h_k} - \frac{w^- h^2}{2};$$

$$M^{\text{лев.}}_{cm.(x)} = H_A x - \frac{w^+ x^2}{2} = \frac{w^+ h\left(\frac{h}{2}+h_k\right)+\frac{h^2}{4}\left(w^+ + w^-\right)x}{h+h_k} - \frac{w^+ x^2}{2};$$

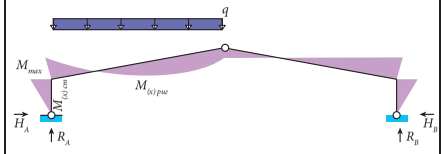
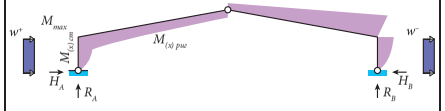
$$M^{\text{прав.}}_{cm.(x)} = H_B x - \frac{w^- x^2}{2} = \frac{w^- h\left(\frac{h}{2}+h_k\right)+\frac{h^2}{4}\left(w^+ + w^-\right)x}{h+h_k} - \frac{w^- x^2}{2};$$

$$M^{\text{лев.}}_{рас.(x)} = H_A\left(h + x\text{tg}\alpha\right) - R_A x - w^+ \cdot h\left(\frac{h}{2} + x\text{tg}\alpha\right);$$

$$M^{\text{прав.}}_{рас.(x)} = H_B\left(h + x\text{tg}\alpha\right) - R_B x - w^- \cdot h\left(\frac{h}{2} + x\text{tg}\alpha\right);$$

Таблица. 3.3.2.

Определение внутренних усилий в двухшарнирных рамах

	$R_A = R_B = \frac{qL}{2};$ $H_A = H_B = \frac{qL^2}{32h_{cm}} \cdot \frac{3+5m}{2k\cos\alpha + m^2 + m + 1};$ $M_{кон} = \frac{qL^2}{8} \cdot \left[\frac{H}{4h_{cm}} \cdot \frac{3+5m}{2k\cos\alpha + m^2 + m + 1} - 1 \right];$ $M_{кар} = \frac{qL^2}{32} \cdot \frac{3+5m}{2k\cos\alpha + m^2 + m + 1};$
	$R_A = \frac{3sL}{8};\quad R_B = \frac{sL}{8};$ $H_A = H_B = \frac{sL^2}{128h_{cm}} \cdot \frac{5+9m}{2k\cos\alpha + m^2 + m + 1};$ $M_{кон} = \frac{sL^2}{16} \cdot \left[\frac{H}{8h_{cm}} \cdot \frac{5+9m}{2k\cos\alpha + m^2 + m + 1} - 1 \right];$ $M_{кар} = \frac{sL^2}{128} \cdot \frac{5+9m}{2kcos\alpha + m^2 + m + 1};$

$$R_A = R_B = \frac{h_{cm}^2}{2L}\left(w^+ + w^-\right);\quad H_A = \frac{h_{cm}}{8\left(2k\cos\alpha + m^2 + m + 1\right)}\cdot$$

$$\left[\cdot\left\{k\cos\alpha\left(11w^+ + 3w^-\right) + w^+\left\{m\left(8m+5\right)+5\right\} - w^-\left\{m\left(1-8m\right) + \frac{h_k}{h_{cm}}\left(8m+4\right)+1\right\}\right]\right];$$

$$H_B = \frac{h_{cm}}{8\left(2k\cos\alpha + m^2 + m + 1\right)}\cdot$$

$$\left[\cdot\left\{k\cos\alpha\left(5w^+ + 3w^-\right) + 3w^+\left(m+1\right) + w^-\left(9 + 9m + 8m\frac{h_k}{h_{cm}} + 4\frac{h_k}{h_{cm}}\right)\right]\right];$$

$$M_{кар}^{прав} = \frac{h_{cm}^2}{8\left(2k\cos\alpha + m^2 + m + 1\right)}\cdot$$

$$\left[\cdot\left\{5k\cos\alpha\left(w^+ + w^-\right) + \left(m+1\right)\cdot\left(3w^+ + 5w^-\right) + 4w^-\left\{\frac{h_k}{h_{cm}}\cdot\left(2m+1\right) - m^2\right\}\right]\right];$$

$$M_{кар}^{лев} = \frac{h_{cm}^2}{8\left(2k\cos\alpha + m^2 + m + 1\right)}\cdot$$

$$\left[\cdot\left\{\left(m+1\right)\left(w^+ + w^-\right) - 3k\cos\alpha\left(w^+ + w^-\right) - 4m^2\left(w^+ + 2w^-\right) + 4\frac{h_k}{h_{cm}}\cdot w^-\left(2m+1\right)\right]\right]$$

$$M_{р.к.} = \frac{h_{cm}^2}{8\left(2k\cos\alpha + m^2 + m + 1\right)}\cdot$$

$$\left[\cdot\left\{w^+\left\{k\cos\alpha\left(5m-4\right) + m^2 + m - 2\right\} + w^-\left\{k\cos\alpha\left(13m-12\right) + 3\left(m^2 + m - 2\right)\right\} - 4\frac{h_k}{h_{cm}}w^-\left\{4k\cos\alpha + m + 2\right\}\right]\right]$$

Особенности расчёта рам с использованием метода конечных элементов

Численные методы расчета с использованием специализированных программных комплексов являются наиболее целесообразными для определения перемещений и внутренних усилий в элементах рамы. Как правило, расчет выполняется методом конечных элементов (МКЭ). При создании расчетной модели рамы (рис. 3.3.14 *а*) используют ряд предпосылок и правил, позволяющих адекватно моделировать не только геометрию системы, но и физические представления о деформировании расчетной модели с действительным распределением внутренних усилий:

- расчетные модели рам следует выполнять в виде стержневых систем с делением отдельных конструктивных элементов (стойка, ригель) на $5 \div 10$ конечных элементов;
- ось конечного элемента рамы располагается по линии центров тяжести расчетных сечений конструкции, определенной на основании приближенных методов расчета;
- при расчете сквозной ригель или стойку можно заменять эквивалентным по жесткости стержнем, позволяющим моделировать раму стержневой системой (рис. 3.3.14 *б*). Момент инерции эквивалентного ригеля допустимо определять формулой:

$$I = \left(A_1 z_1^2 + A_2 z_2^2 \right) \mu.$$

Здесь A_1, A_2 — площади сечений верхнего и нижнего поясов решетчатых элементов рамы в расчетных сечениях; z_1, z_2 — расстояния от центров тяжести поясов до нейтральной оси сечения решетчатого элемента рамы; $\mu = 0{,}7$ — коэффициент, учитывающий наклон ригеля и деформативность решетки.

Рама может моделироваться не только в виде стержневой системы, но и с использованием пластинчатых и объемных конечных элементов (рис. 3.3.14 *в*).

При расчете рамы в упругопластической стадии действуют следующие общепринятые допущения:

1) перемещения могут быть большими, но деформации остаются малыми;
2) в процессе деформирования площадь сечения не изменяется;
3) продольные волокна не давят друг на друга;
4) деформации линейно-упруги вплоть до предела текучести;
5) напряжения в продольных волокнах элементов подчиняются заданной диаграмме «σ-ε», как для одноосного напряженно-деформированного состояния (рис. 3.3.15).

Диаграмма работы стали принимается без стадии самоупрочнения, при этом ветвь растяжения аналогична ветви сжатия. Используется унифицированная диаграмма работы стали, для которой связь между напряжения и деформация можно представить в виде:

$$\text{I. } \sigma \le \sigma_e;\ (\sigma \le 0{,}8):\ \sigma = E\varepsilon;\ \tau = \gamma G;$$
$$\text{II. } \sigma_e \le \sigma \le \sigma_y;\ (0{,}8 < \sigma \le 1):\ \sigma = E_c\varepsilon;\ \tau = \gamma G_c.$$

Здесь E; G; E_c; G_c — модуль деформаций в упругой стадии, и модуль сдвига в упругопластической стадии соответственно ($E_c = \tan\alpha_c$).

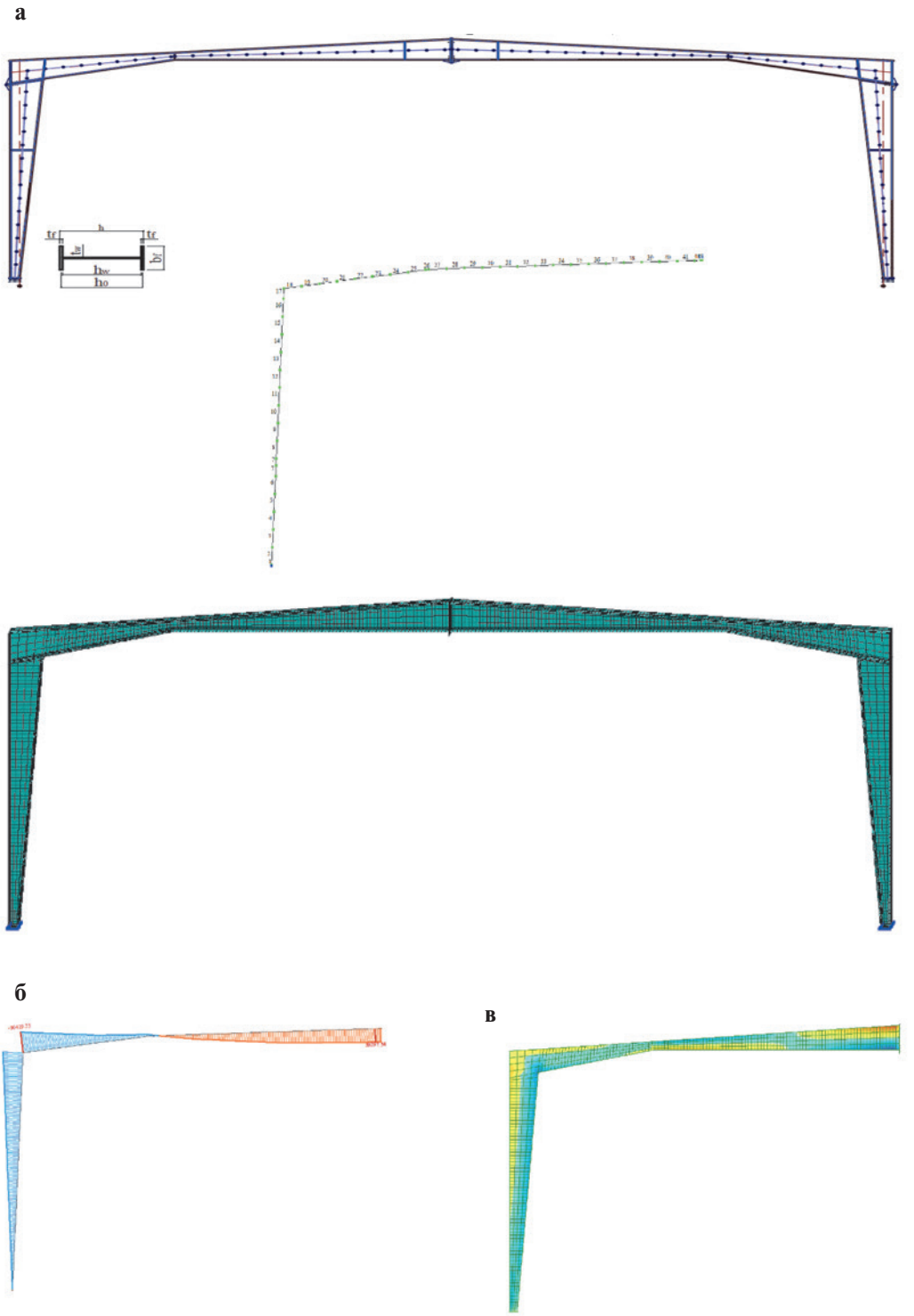


Рис. 3.3.14. Пример расчетной модели рамы: *а*) общий вид рамы; *б*) шарнирно-стержневая модель; *в*) модель с использованием плоских КЭ (пластина)

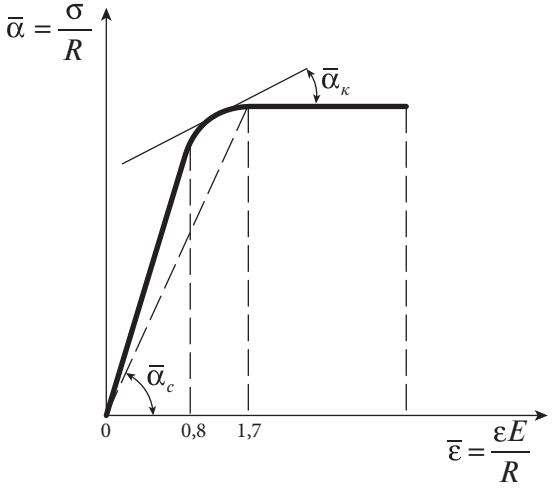


Рис. 3.3.15. Унифицированная диаграмма работы стали

Для реализации алгоритма «сечение» указанные параметры можно рассматривать в приращениях усилий:

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon E_n;\ \Delta\tau = \Delta\gamma G_n,$$

где: $(E_к = \tan\alpha_n)$; $G_к = \dfrac{\overline{E}_к}{2(1+\nu_к)}$ — касательные модули; $\nu_к$ — коэффициент поперечной деформации.

В целях упрощенирасчетных предпосылок при работе конструкции в упругопластической стадии диаграмму работы стали без больших погрешностей с некоторым запасом можно заменить идеализированной диаграммой упругопластического тела. При описании работы сталей с выраженной площадкой текучести используют диаграмму Прандтля (рис. 3.3.16) и диаграмму с линейным упрочнением в упругопластической стадии.

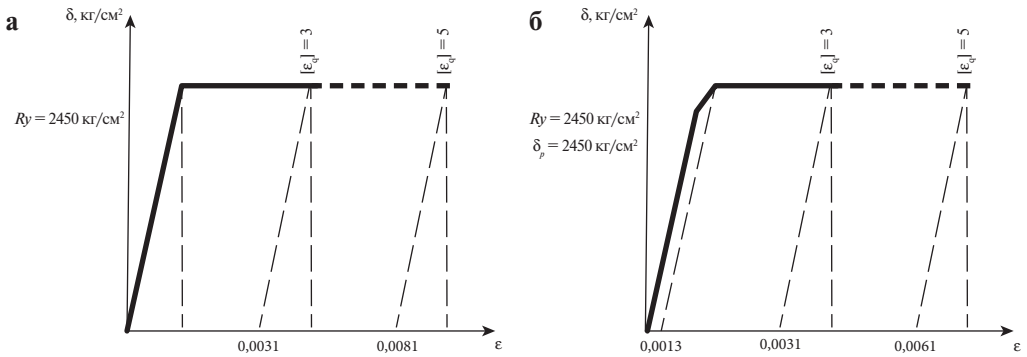


Рис. 3.3.16. Упрощенные диаграммы работы исследуемых рам: *а*) диаграмма Прандтля; *б*) диаграмма с линейным упрочнением в упругопластической стадии

В СП 16.13330 представлена обобщенная диаграмма стали, которая рекомендуется для использования в нелинейных расчетах.

Особенности расчета элементов рамы

Расчет на прочность рамы рекомендуется выполнять в предположении упругой стадии работы стали по формулам в соответствии с требованиями СП 16.13330:

- нормальные напряжения в расчетных сечениях:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} \leqslant R_y\gamma_c,$$

где N, M_x — продольная сила и изгибающий момент соответственно в расчетном сечении стойки или ригеля, определенные по результатам статического расчета рамы от расчетных сочетаний усилий (РСУ); A, W_x — площадь и момент сопротивления расчетного поперечного сечения стойки или ригеля рамы;

— касательные напряжения в расчетном сечении:

$$\tau = \frac{Q}{I_x} \cdot \frac{S_x}{t} \le R_s \gamma_c,$$

где Q — поперечная сила в расчетном сечении ригеля, определенная по результатам статического расчета рамы, S_x — статический момент половины расчетного поперечного сечения ригеля рамы, I_x — момент инерции расчетного поперечного сечения ригеля рамы, t — толщина стенки расчетного поперечного сечения ригеля рамы.

• приведенные напряжения в сечении:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \le 1{,}15 R_y \gamma_c.$$

При допустимости развития пластических деформаций прочность элементов рамы проверяется по формуле:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn,\min} R_y \gamma_c} \le 1,$$

где n и c_x — коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций, определяемые по табл. Е. 1 СП 16.13330.

При расчете крайних рам, а также при наличии на покрытии оборудования, нагрузки от которого действуют на рамы с эксцентриситетом, возможно возникновение момента из плоскости рамы или бимомента. Учет бимомента как силового фактора при расчете стальных конструкций рассматривается в разделе 8.2.2 части 1 и приложении А.

При этом для всех расчетных сечений стоек и ригеля следует стремиться к соотношениям, характеризующим допустимость выполнения расчетов в упругопластической стадии:

$$\frac{\tau}{R_s} \le 0{,}5; \ \frac{\sigma_N}{R_y} > 0{,}1.$$

Особенности расчета узлов рамы

Особенностью рамных конструкций является действие в карнизном узле или в коньковом узле максимального изгибающего момента. Кроме того, в карнизном узле действует большая поперечная сила, что может привести к раннему исчерпанию несущей способности за счет развития пластических деформаций не на крайних фибрах сечения, а на уровне нейтральной оси сечения (рис. 3.3.17). Например, когда касательные напряжения малы ($\tau < \frac{\sigma}{\sqrt{3}}$, рис. 3.3.17*а*), текучесть начинается от крайних фибр сечения.

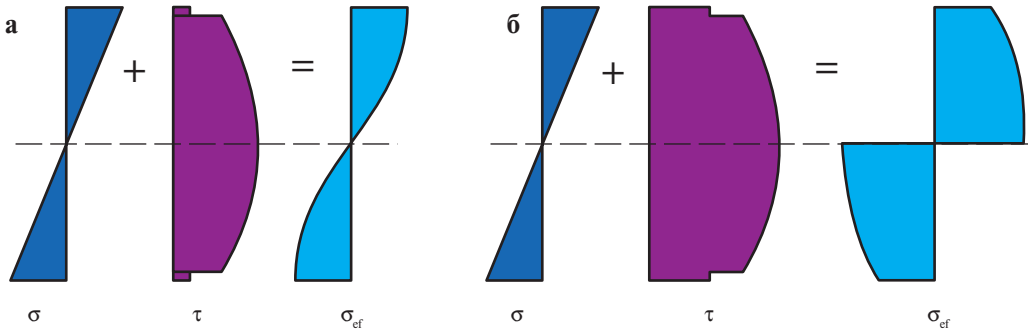


Рис. 3.3.17. Распределение напряжений при одновременном действии нормальных и касательных напряжений: *а*) при малом уровне касательных напряжений; *б*) при высоком уровне касательных напряжений; σ — нормальные напряжения; τ — касательные напряжения; σ_{ef} — приведенные напряжения

При относительно высоком уровне касательных напряжений ($\tau \geq \frac{\sigma}{\sqrt{3}}$, рис. 3.3.17 *б*) текучесть у нейтральной оси наступает раньше, чем в крайних фибрах сечения.

Указанное обстоятельство требует особенного внимания при проектировании и конструировании узловых соединений рамных большепролетных конструкций, например:

- укрупнительные стыки для рам пролетом до 36 м допускается выполнять в уровне карнизного узла (рис. 3.3.7 *а — г*). При этом рекомендуется применение фланцевого соединения на высокопрочных болтах (пример расчета приведен в разделе 3.8);
- укрупнительные стыки для рам пролетом свыше 36 м рекомендуется смещать от карнизного узла в пролет, совмещая их в сечении с минимальным изгибающим моментом в ригеле (рис. 3.3.7 *д*). При этом карнизный узел рекомендуется выполнять в сварном варианте (рис. 3.3.8) с проверкой приведенных напряжений;
- шарнирные опорные узлы рам рекомендуется выполнять плиточными при передаче опорной реакции до $R = 2500$ кН и балансирного типа при значениях опорных реакций свыше 2500 кН (рис. 3.3.6).

Примеры большепролетных рамных конструкций

Рамные конструкции в большепролетных сооружениях широко применяются в строительстве (рис. 3.3.18). Полигональные рамы применены для строительства ангара пролетом 60 м для самолетов Ту-204 в Кишиневе и Ил-76 в Таганроге, что позволило сократить расход стали на рамы до 40,6 кг/м^2, а также уменьшить строительный объем здания (рис. 3.3.10 *а*) [41]. Аналогичный ангар пролетом 48 м спроектирован для самолетов типа Як-42 в г. Саратов (рис. 3.3.18 *б*). Расход стали на рамы составил 27,4 кг/м^2, шаг рам 10 м, прогоны кровли и стен выполнены по неразрезной схеме [41]. Рамы с криволинейными ригелями успешно применены на примере каркаса Ледового дворца

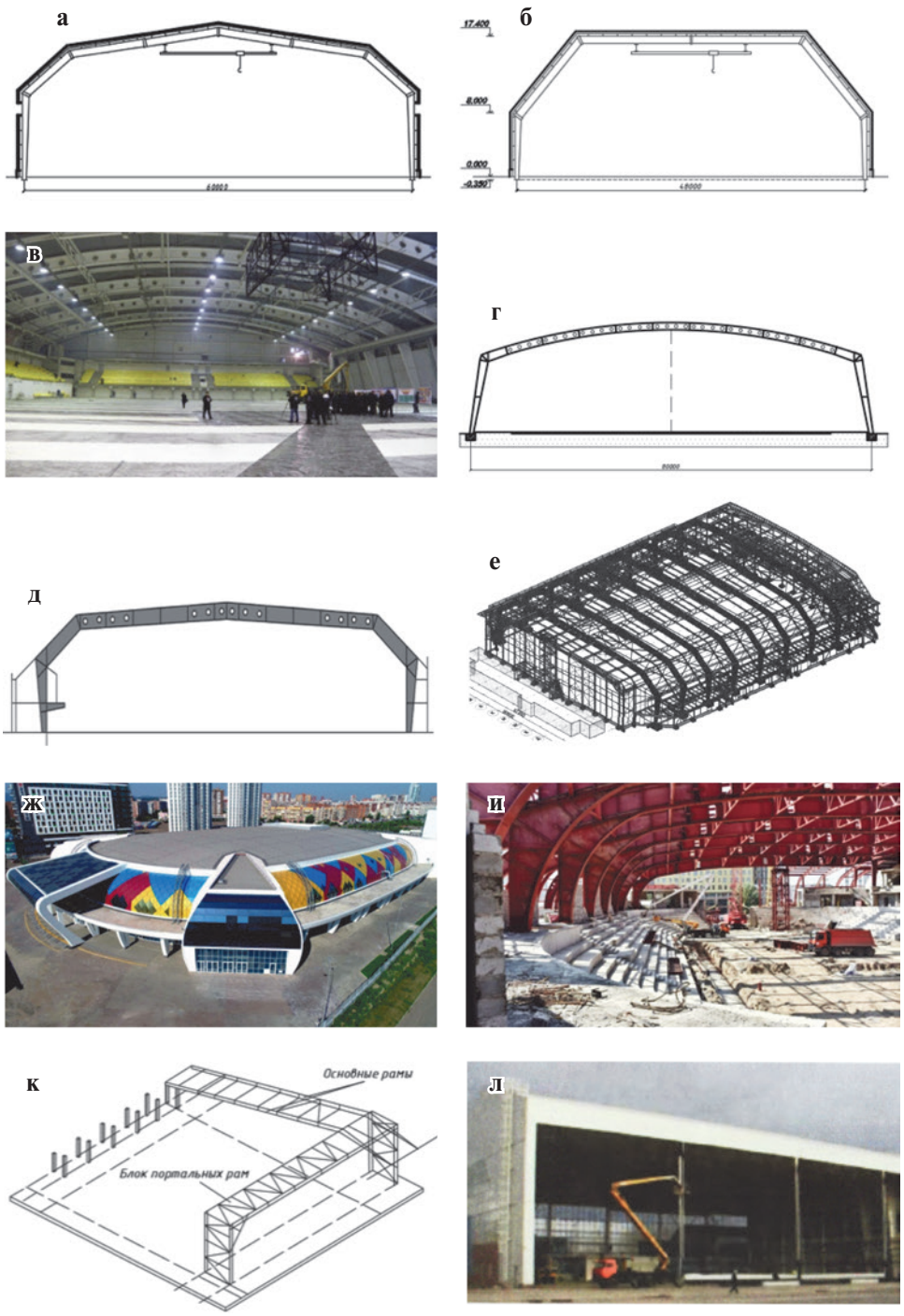


Рис. 3.3.18. Примеры большепролетных рамных конструкций: *а*) ангар для самолета пролетом 60 м в Кишиневе (Молдавия); *б*) ангар для самолетов пролетом 48 м в Саратове; *в*, *г*) ледовый дворец пролетом 80 м в Ульяновске; *д*, *е*) футбольный манеж пролетом 80,2 м в Санкт-Петербурге; *ж*, *и*) ледовый дворец в Красноярске; *к*, *л*) ангар для самолета пролетом 72 м в Астане (Казахстан)

на 5000 зрителей для хоккея с мячом ЧМ-2016 в Ульяновске с пролетом рам 80 м (рис. 3.3.18 *в — г*), каркаса футбольного манежа ФК «Зенит» в Санкт-Петербурге (рис. 3.3.18 *д — е*), ледовый дворец Универсиады Красноярск-2019 (рис. 3.3.18 *ж — и*) [41]. Для большепролетных ангаров в г. Якутске (самолеты Ил-96), Рязанской области (самолеты Ту-95МС) и в Астане использована пространственная схема (рис. 3.3.18 *к — л*). Основу каркаса составляют две поперечные портальные надворотные рамы пролетом 72 м, установленные на расстоянии 16 м от ворот и образующие жесткий связевый блок, воспринимающий вертикальные и горизонтальные нагрузки [41]. На порталы опираются продольные рамы с основным пролетом 56 м, с консолью 16 м на передней части ангара и коротким пролетом 13 м, в котором расположены 4-этажные встроенные помещения. Общие размеры ангара $72 \times 85 \times 23{,}7$ м.

Контрольные вопросы к разделу 3.3

1. Какие бывают типы рамных конструкций по очертанию?
2. Дайте определение комбинированным рамам.
3. Какие общие правила проектирования рамных конструкций вы знаете?
4. Какие этапы статических расчетов рамных конструкций вы знаете? Опишите их.
5. Цель применения идеализированной диаграммы упругопластического тела при расчете рамных конструкций?
6. В чем заключается особенность расчета карнизного узла рамы?

Темы практических занятий к разделу 3.3

Разработать рамные конструкции сплошного сечения ангара для самолета пролетом 60 м в V снеговом районе.

3.4. АРОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

3.4.1. Общая характеристика и классификация арок

При строительстве большепролетных сооружений, таких как спортивные комплексы, ангары, павильоны и т. п., применение стальных арок в качестве основных несущих конструкций обеспечивает заметные преимущества по расходу стали и стоимости в сравнении с рамными и балочными схемами. Как правило, распор арок передается через фундаменты на грунт. В некоторых случаях распор целесообразно воспринимать затяжкой, например, при опирании арочных покрытий на нижележащие вертикальные конструкции или слабых грунтах основания.

По статической схеме работы арки классифицируют на трех-, двух- и бесшарнирные (рис. 3.4.1). Наибольшее распространение получили двушарнирные арки, благодаря простоте изготовления и монтажа, а также меньшей, по сравнению с бесшарнирными арками, чувствительности к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры.

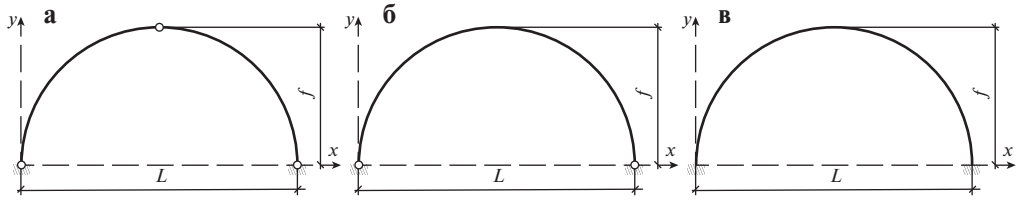


Рис. 3.4.1. Статические схемы арок:
а) трехшарнирная; *б*) двушарнирная; *в*) бесшарнирная

Трехшарнирные арки статически определимы, усилия в них не зависят от осадок опор и перепадов температуры. Вместе с тем наличие шарнира в ключе арки осложняет ее конструкцию, затрудняет устройство кровельного покрытия.

Бесшарнирные арки являются более жесткими и экономичными с точки зрения металлоемкости, однако требуют устройства мощных опор для восприятия изгибающего момента. В таких арках следует учитывать дополнительные напряжения, возникающие из-за разности осадок опор и изменения температуры.

Приведенные затраты на возведение вышеуказанных типов арок примерно одинаковы.

По схеме компоновки арочные покрытия бывают плоскостными и блочными, при этом, с учетом незначительной жесткости из плоскости, монтаж арочных конструкций целесообразно осуществлять блоками — в виде спаренных арок, раскрепленных между собой системой связей.

К параметрам, которые определяют эффективность арок, относятся: статическая схема, очертание оси, стрела подъема, тип и параметры поперечного сечения.

Ось арки может быть очерчена по квадратной параболе, дуге окружности или другой кривой, обеспечивающей снижение изгибающего момента и ее массы. Для упрощения изготовления криволинейное очертание арки может быть заменено полигональным (рис. 3.4.2).

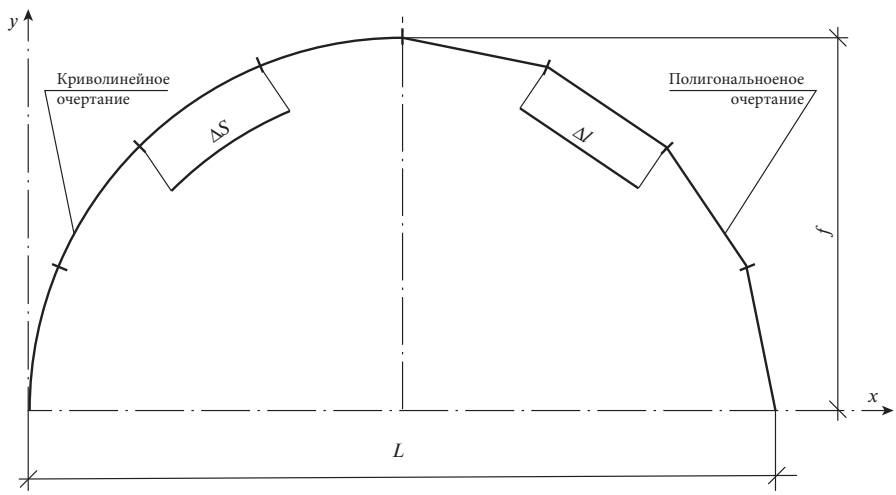


Рис. 3.4.2. Варианты криволинейного и полигонального очертаний арок

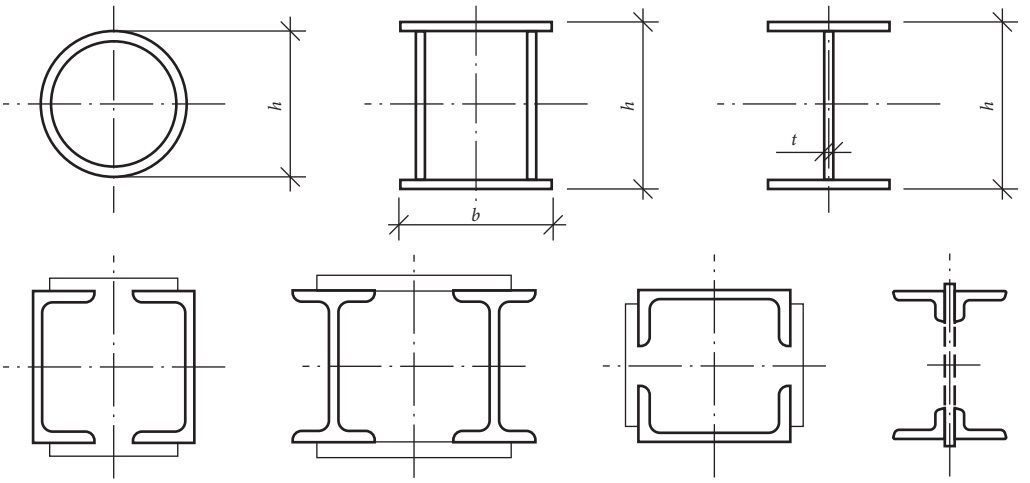


Рис. 3.4.3. Варианты сплошного поперечного сечения арок

В этом случае арка собирается из прямолинейных элементов, соединенных между собой при помощи фланцев на высокопрочных болтах [38].

Поперечное сечение арок может быть сплошным или решетчатым. Поперечные сечения арок сплошного исполнения приведены на рис. 3.4.3.

Сечения решетчатых арок приведены на рис. 3.4.4.

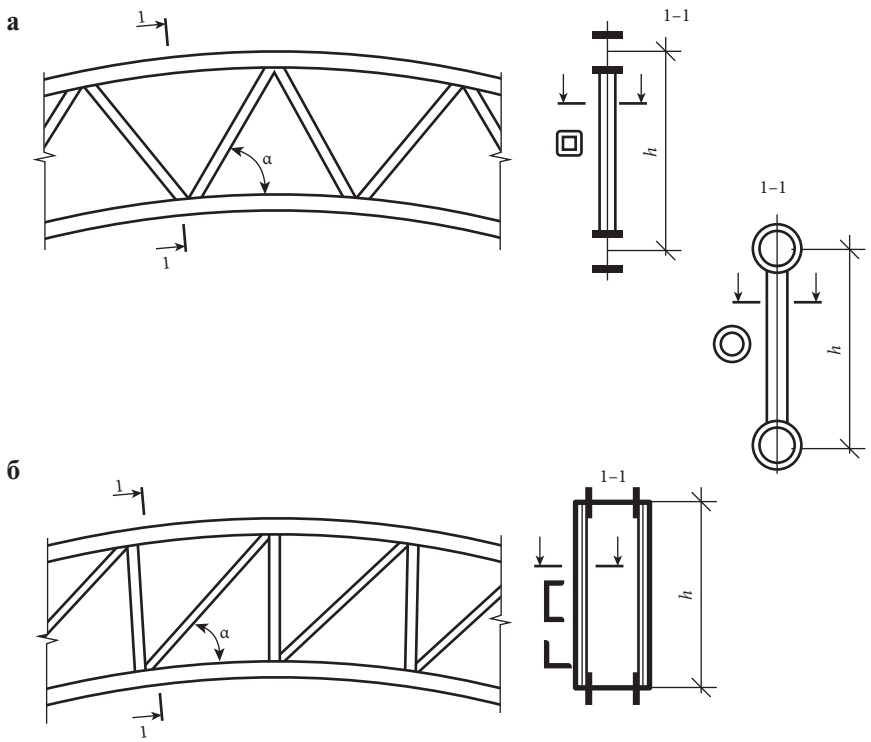


Рис. 3.4.4. Варианты решетчатого поперечного сечения арок:
а) арка с треугольной решеткой; *б*) арка с раскосной решеткой

Рациональная величина стрелы подъема арки находится в пределах 1/4—1/6 ее пролета. Очертание оси арки с точки зрения максимального снижения изгибающего момента в сечениях должно стремиться к кривой давления, определяемой действующими нагрузками. При действии только постоянной нагрузки кривая давления представляет собой квадратную параболу. При этом, как правило, для ускорения процесса изготовления и монтажа очертание арок принимается по дуге окружности или полигональным.

Высота сечения арки определяется ее пролетом и величинами действующих постоянной и временной нагрузок. Как правило, высота сечения сплошных арок принимается в диапазоне 1/50—1/80 от пролета решетчатых арок — 1/30—1/60 от пролета.

Принципы конструирования узлов арок аналогичны принципам, применяемым при проектирования ферменных и рамных конструкций. Опорные узлы как решетчатых, так и сплошных арок ближе к опоре имеют сплошное сечение. Для шарнирного опирания арок на фундаменты используют плиточные, пятниковые или балансирные шарниры (рис. 3.3.6).

В случае применения опорной плиты с шарниром (рис. 3.3.6 *а*) давление на фундамент передается посредством стальной плиты с цилиндрической поверхностью в нижней части. Опорная часть арки при этом укрепляется ребрами.

При опирании через пятниковый шарнир (рис. 3.3.6 *б*) используют «пятник» (специальное опорное гнездо), на который в свою очередь опирается закругленная часть арки. Нижняя часть арки при этом также укрепляется ребрами жесткости.

Применение балансирных шарниров (рис. 3.3.6 *в*) целесообразно в случае тяжелых арок. Такой шарнир выполняется из верхнего и нижнего балансира, между которыми устанавливается цилиндрическая цапфа.

При действии значительных ветровых нагрузок в опорах могут возникнуть реакции, стремящиеся «оторвать» конструкции от основания. Для восприятия таких реакций применяются анкерные болты (рис. 3.3.6 *а*). При этом они не должны мешать свободному повороту опорного сечения.

Бесшарнирные опорные узлы арок конструируют аналогично базам внецентренно сжатых стоек рам.

3.4.2. Нагрузки на большепролетные арочные покрытия

На арочные конструкции действуют вес несущих и ограждающих конструкций, вес различного технологического оборудования, а также временные нагрузки — снеговые, ветровые, нагрузки от грузоподъемных механизмов.

Собственный вес

Закон распределения постоянной вертикальной нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций следует принимать в зависимости от очертания оси арки. Схема приложения постоянной вертикальной нагрузки на арку в общем случае приведена на рис. 3.4.5.

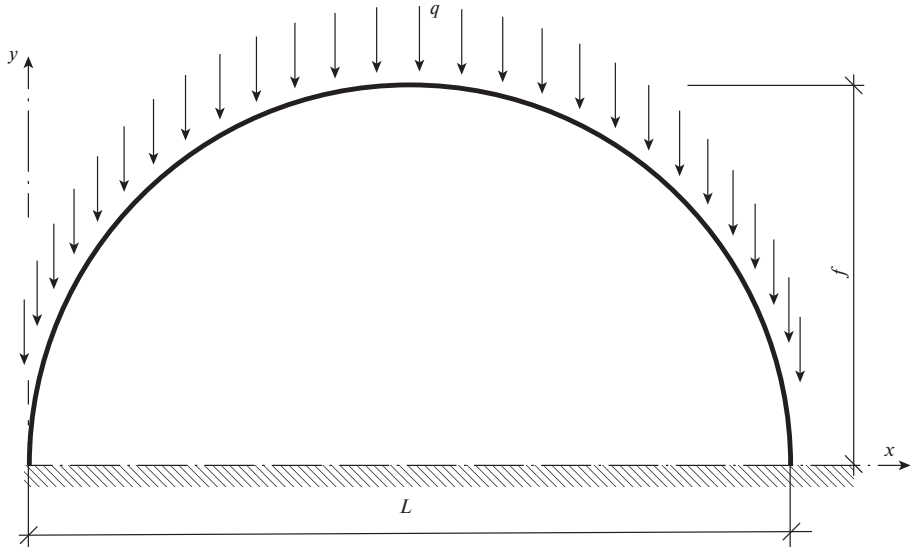


Рис. 3.4.5. Схема приложения постоянной нагрузки на арку

Величина погонной нагрузки от собственного веса конструкций определяется согласно (3.4.1):

$$q = \gamma_f g_0 B, \tag{3.4.1}$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; g_0 — нормативное значение нагрузки от собственного веса конструкций (табл. 3.4.1); B — шаг арок.

Некоторые варианты исполнения ограждающих конструкций арочных покрытий приведены на рис. 3.4.6 и 3.4.7.

Пример сбора нагрузок от собственного веса ограждающих конструкций на арочное покрытие приведен в табл. 3.4.1.

Снеговая нагрузка

В соответствии с СП 20.13330 снеговую нагрузку на арки следует принимать по трем вариантам согласно рис. 3.4.8. Величина погонной нагрузки от снегового покрова определяется согласно выражению:

$$S = \gamma_f \mu S_0 B, \tag{3.4.2}$$

где μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие с заданным очертанием; S_0 — нормативное значение веса снегового покрова, принимаемое согласно СП 20.13330.

Первый вариант принимается в виде распределенной на средней части пролета нагрузки, для которой коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие m изменяется по закону:

$$\mu_1 = \cos(1{,}5\varphi) \tag{3.4.3}$$

где φ — уклон покрытия, град.

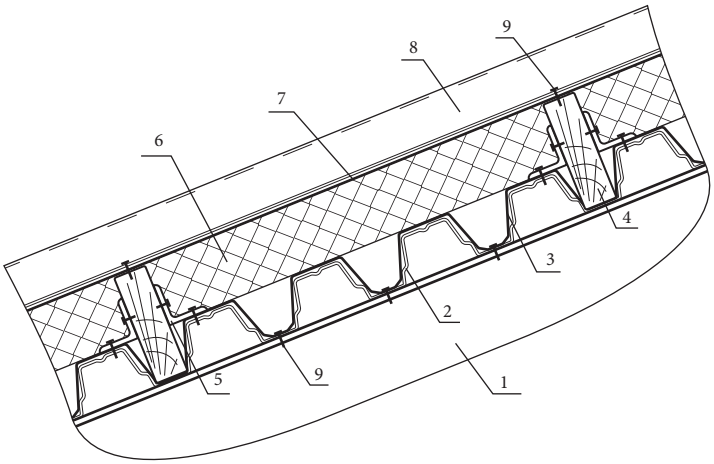


Рис. 3.4.6. Вариант исполнения ограждающих конструкций арочного покрытия: 1 — несущая арка; 2 — нижняя обшивка из профилированных стальных листов типа Н с увеличенной высотой гофр; 3 — пароизоляционная пленка; 4 — деревянный брус или термопрофиль; 5 — крепежный уголок; 6 — теплоизоляционный материал; 7 — гидроизоляционная пленка; 8 — верхняя обшивка из профилированных стальных листов типа Н; 9 — самосверлящие самонарезающие винты

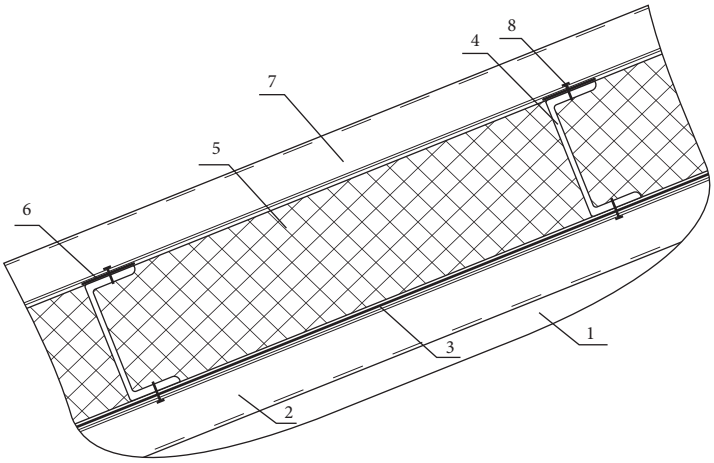


Рис. 3.4.7. Вариант исполнения ограждающих конструкций арочного покрытия: 1 — несущая арка; 2 — нижняя обшивка из профилированных стальных листов типа С или НС; 3 — пароизоляционная пленка; 4 — прогон; 5 — теплоизоляционный материал; 6 — термовкладыш; 7 — верхняя обшивка из профилированных стальных листов типа Н; 8 — самосверлящие самонарезающие винты

Таблица 3.4.1.

Пример сбора нагрузок от собственного веса ограждающих конструкций на арочное покрытие

№ п/п	Вид и наименование нагрузки	Нормативная нагрузка g_0, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f,	Расчетная нагрузка g, кПа
1	2	3	4	5
1	Верхняя обшивка из стального профилированного настила типа Н75-750-0,8	0,096	1,05	0,101
2	Гидроизоляционная пленка	0,002	1,3	0,003
3	Утеплитель (t = 150 мм, γ = 100 кг/м^3)	0,147	1,3	0,191
4	Прогон (швеллер № 24, шаг — 3 м)	0,079	1,05	0,083
5	Пароизоляционная пленка	0,001	1,3	0,0013
6	Нижняя обшивка из стального профилированного настила типа НС35-1000-0,6	0,063	1,05	0,066
7	Масса арки пролетом L = 50 м*	0,3	1,05	0,315
Итого постоянная нагрузка		0,688	—	0,760

* В предварительных расчетах расход стали на несущие арки принимается в интервале (0,006 ÷ 0,008) L (кПа), где L — пролет арки, м.

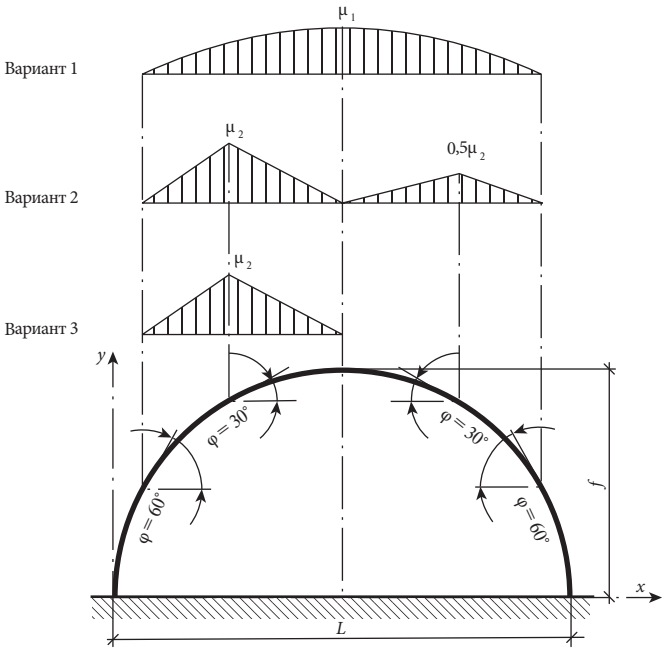


Рис. 3.4.8. Значения коэффициентов перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ

Второй вариант представляет собой два треугольника с ординатами в вершинах $\mu_2 = 2$ и $0{,}5\mu_2 = 1$, расположенных на участках покрытия с уклоном к горизонту 30°.

Как правило, в расчетном сочетании нагрузок участвуют второй и третий варианты загружения (рис. 3.4.8), т. е. более опасной является неравномерно распределенная снеговая нагрузка.

Для всех случаев граница загружения снеговой нагрузкой определяется углом $\varphi = 60°$ между осью арки и горизонтальной поверхностью, т. е. принимается, что при $\varphi > 60°$ снег на арочном покрытии не держится.

В круговой арке такие участки появляются при $\frac{f}{L} \geq \frac{1}{3{,}5}$, т. е. в достаточно высоких арках.

Ветровые нагрузки

Ветровые нагрузки по величине и характеру в значительной степени зависят от очертания арки и расположения опор, которые могут быть на уровне земли или приподняты. Распределение ветровой нагрузки следует принимать согласно СП 20.13330 (рис. 3.4.9).

Величина погонной нагрузки от ветрового давления определяется согласно выражению:

$$\omega = \gamma_f c_e k \omega_0 B \qquad (3.4.4)$$

где c_e — аэродинамический коэффициент (рис. 3.4.9); k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимаемый согласно СП 20.13330; ω_0 — нормативное значение ветрового давления, принимаемое согласно СП 20.13330.

Величину аэродинамических коэффициентов c_e следует определять согласно рис. 3.4.10.

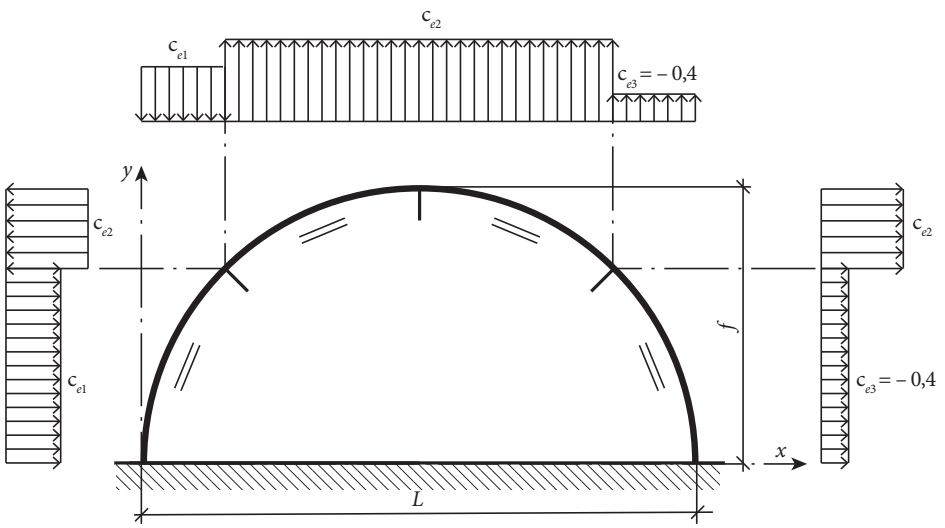


Рис. 3.4.9. Значения аэродинамических коэффициентов c_e

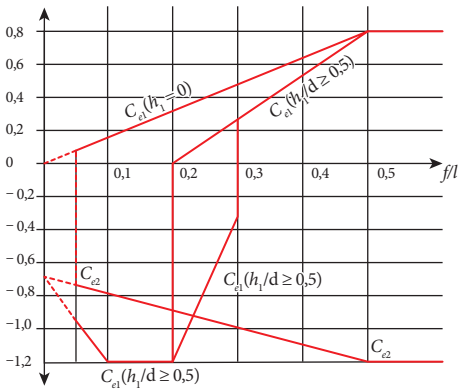


Рис. 3.4.10. К определению аэродинамических коэффициентов: h_1 — высота вертикальной части ограждения здания (при отсутствии таковой $h_1 = 0$), м; d — пролет здания, м

3.4.3. Расчет арок

Определение усилий в арке производится обычными методами строительной механики. Статически неопределимые арки удобно рассчитывать методом сил. Двушарнирная арка является один раз статически неопределимой и при ее расчете в качестве лишнего неизвестного канонического уравнения принимают распор [37]. После определения неизвестного распора H усилия M, N, Q в любом сечении арки на расстоянии x от левой опоры (рис. 3.4.1) находят по формулам:

$$M_x = M_x^0 - Hy, \tag{3.4.5}$$

$$N_x = Q_x^0 \sin\alpha + H\cos\alpha, \tag{3.4.6}$$

$$Q_x = Q_x^0 \cos\alpha - H\sin\alpha, \tag{3.4.7}$$

где H — распор; M_x^0, Q_x^0 — значения балочного изгибающего момента и балочной перерезывающей силы соответственно (табл. 3.4.2); α — угол наклона оси арки в сечении x к горизонту.

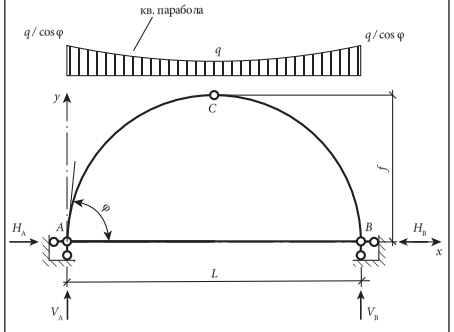
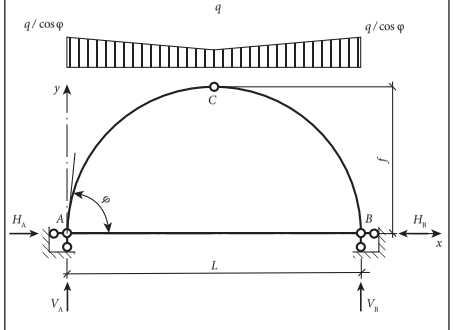
Эпюры внутренних усилий от действия постоянных и временных нагрузок строят по нескольким сечениям на полупролете арки. Выбор количества сечений в зависимости от величины пролета колеблется в интервале $5 \div 12$, включая сечения на опоре и в ключе. Затем определяют невыгодные комбинации M и N.

Бесшарнирные арки трижды статически неопределимы. При их расчете удобно выбирать основную систему, разрезая арку в ключе и прикладывая неизвестные. В настоящее время для определения усилий в арке широко применяются программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, такие как «ЛИРА», «SCAD» и др.

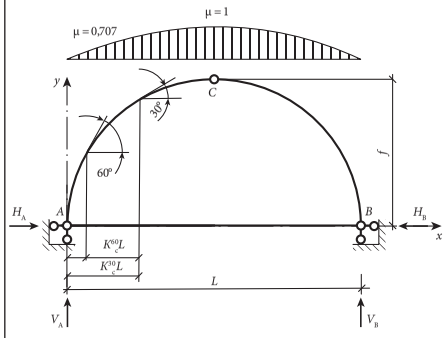
Усилия в элементах решетчатых арок (рис. 3.4.11) при известных M_x, N_x, Q_x определяют по формулам:

Таблица 3.4.2.

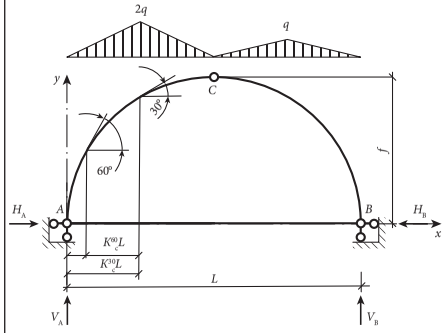
Значения балочных изгибающих моментов и перерезывающих сил в сечениях левой полуарки, очертание которой описывается уравнением вида $y = A_n x + B_n x^2 + C_n x^3$, от действия характерных загружений*

№ п/п	Вид нагрузки	Схема загружения	Усилия и опорные реакции**
1	2	3	4
1	Собственный вес конструкций (1-й вариант)		$Q_x^0 = q\left[-\frac{4k}{3L^2}x^3 + \frac{2k}{L}x^2 - \frac{1}{k+1}x + \frac{L}{6}\left(2+\frac{1}{k+1}\right)\right]$ $M_x^0 = q\left[-\frac{k}{3L^2}x^4 + \frac{2k}{3L}x^3 - \frac{1}{2(k+1)}x^2 + \frac{L}{6}\left(2+\frac{1}{k+1}\right)x\right]$
2	Собственный вес конструкций (2-й вариант)		$Q_x^0 = V_A - qx\left(1 + k - \frac{kx}{L}\right)$ $M_x^0 = V_A x - qx^2\left(\frac{1}{2} + \frac{k}{2} - \frac{k}{3L}x\right)$ $V_A = \frac{qL}{2}\left(1 + \frac{k}{2}\right)$

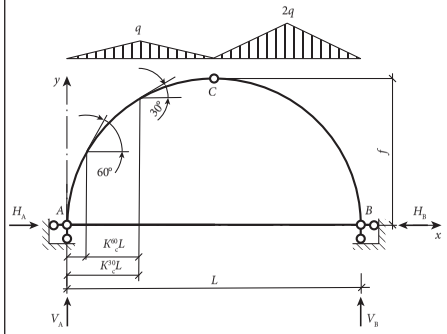
Продолжение таблицы. 3.4.2.

1	2	3	4
3	Равномерно распределенная снеговая нагрузка		**1)** $\mathbf{0 \le x \le k_c^{60} L}$ $Q_x^0 = V_A;\ \ M_x^0 = V_A x$ **2)** $\mathbf{k_c^{60} L \le x \le k_c^{30} L}$ $Q_x^0 = V_A - q_c \dfrac{0{,}707\left(x - k_c^{60} L\right)^2}{2L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)};\ \ M_x^0 = V_A x - q_c \dfrac{0{,}707\left(x - k_c^{60} L\right)^3}{6L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)}$ **3)** $\mathbf{k_c^{30} L \le x \le \dfrac{L}{2}}$ $Q_x^0 = V_A - \dfrac{0{,}707}{2} q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right) - 0{,}707 q_c \left(x - k_c^{30} L\right) - \dfrac{0{,}293}{2} q_c \dfrac{\left(\dfrac{L}{2} - x\right) \cdot \left(x - k_c^{30} L\right)}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}$ $M_x^0 = V_A x - \dfrac{0{,}707}{2} q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)\left(x - \dfrac{2}{3} k_c^{30} L - \dfrac{1}{3} k_c^{60} L\right) - \dfrac{0{,}707}{2} q_c \left(x - k_c^{30} L\right)^2 - \dfrac{0{,}293}{6} q_c \dfrac{\left(\dfrac{L}{2} - x\right) \cdot \left(x - k_c^{30} L\right)^2}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}$ $V_A = \dfrac{q_c L}{4}\left(1{,}707 - 1{,}414 k_c^{60} - 2 k_c^{30}\right)$

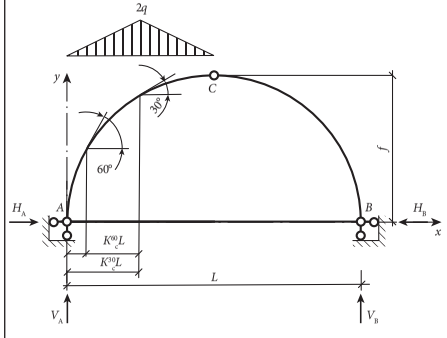
Продолжение таблицы. 3.4.2.

1	2	3	4
4	Снеговая нагрузка с учетом переноса снеговых масс при максимуме, расположенном на левой половине пролета		**1)** $\mathbf{0 \le x \le k_c^{60} L}$ $Q_x^0 = V_A; \quad M_x^0 = V_A x$ **2)** $\mathbf{k_c^{60} L \le x \le k_c^{30} L}$ $Q_x^0 = V_A - q_c \frac{\left(x - k_c^{60} L\right)^2}{L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)}; \quad M_x^0 = V_A x - q_c \frac{\left(x - k_c^{60} L\right)^3}{3L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)}$ **3)** $\mathbf{k_c^{30} L \le x \le \frac{L}{2}}$ $Q_x^0 = V_A - q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right) - 2q_c \frac{\left(x - k_c^{30} L\right)\left(\frac{L}{2} - x\right)}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)} -$ $-q_c \left(1 - \frac{\frac{L}{2} - x}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}\right)\left(x - k_c^{30} L\right)$ $M_x^0 = V_A x - q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)\left(x - \frac{2}{3} k_c^{30} L - \frac{1}{3} k_c^{60} L\right) -$ $-q_c \frac{\left(x - k_c^{30} L\right)^2 \left(\frac{L}{2} - x\right)}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)} - \frac{2}{3} q_c \left(1 - \frac{\frac{L}{2} - x}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}\right)\left(x - k_c^{30} L\right)^2$ $V_A = \frac{q_c L}{24}\left(4k_c^{602} + 4k_c^{30} k_c^{60} - 2k_c^{30} - 24k_c^{60} + 11\right)$

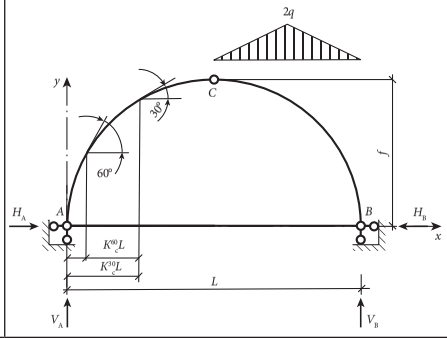
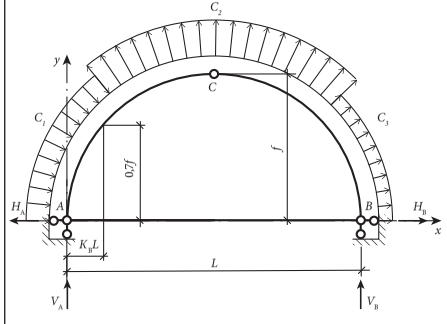
Продолжение таблицы. 3.4.2.

1	2	3	4
5	Снеговая нагрузка с учетом переноса снеговых масс при максимуме, расположенном на правой половине пролета		**1)** $0 \le x \le k_c^{60} L$ $Q_x^0 = V_A;\ M_x^0 = V_A x$ **2)** $k_c^{60} L \le x \le k_c^{30} L$ $Q_x^0 = V_A - q_c \frac{\left(x - k_c^{60} L\right)^2}{2L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)};\quad M_x^0 = V_A x - q_c \frac{\left(x - k_c^{60} L\right)^3}{6L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)}$ **3)** $k_c^{30} L \le x \le \frac{L}{2}$ $Q_x^0 = V_A - \frac{1}{2} q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right) - q_c \frac{\left(x - k_c^{30} L\right)\left(\frac{L}{2} - x\right)}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)} -$ $-\frac{1}{2} q_c \left(1 - \frac{\frac{L}{2} - x}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}\right)\left(x - k_c^{30} L\right)$ $M_x^0 = V_A x - \frac{1}{2} q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)\left(x - \frac{2}{3} k_c^{30} L - \frac{1}{3} k_c^{60} L\right) -$ $-q_c \frac{\left(x - k_c^{30} L\right)^2 \left(\frac{L}{2} - x\right)}{2L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)} - \frac{1}{3} q_c \left(1 - \frac{\frac{L}{2} - x}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}\right)\left(x - k_c^{30} L\right)^2$ $V_A = \frac{q_c L}{24}\left(-4k_c^{60^2} - 4k_c^{30} k_c^{60} + 2k_c^{30} - 12k_c^{60} + 7\right)$

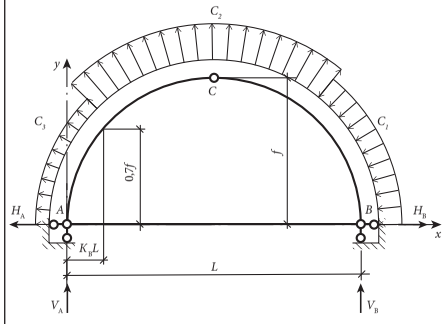
Продолжение таблицы. 3.4.2.

1	2	3	4
6	Односторонняя снеговая нагрузка с учетом переноса снеговых масс, расположенная на левой половине пролета		**1)** $\mathbf{0 \le x \le k_c^{60} L}$ $Q_x^0 = V_A; \quad M_x^0 = V_A x$ **2)** $\mathbf{k_c^{60} L \le x \le k_c^{30} L}$ $Q_x^0 = V_A - q_c \frac{\left(x - k_c^{60} L\right)^2}{L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)}; \quad M_x^0 = V_A x - q_c \frac{\left(x - k_c^{60} L\right)^3}{3L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)}$ **3)** $\mathbf{k_c^{30} L \le x \le \frac{L}{2}}$ $Q_x^0 = V_A - q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right) - 2q_c \frac{\left(x - k_c^{30} L\right)\left(\frac{L}{2} - x\right)}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)} -$ $-q_c \left(1 - \frac{\frac{L}{2} - x}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}\right)\left(x - k_c^{30} L\right)$ $M_x^0 = V_A x - q_c L\left(k_c^{30} - k_c^{60}\right)\left(x - \frac{2}{3} k_c^{30} L - \frac{1}{3} k_c^{60} L\right) -$ $-q_c \frac{\left(x - k_c^{30} L\right)^2 \left(\frac{L}{2} - x\right)}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)} - \frac{2}{3} q_c \left(1 - \frac{\frac{L}{2} - x}{L\left(0{,}5 - k_c^{30}\right)}\right)\left(x - k_c^{30} L\right)^2$ $V_A = \frac{q_c L}{12}\left(4k_c^{60^2} + 4k_c^{30} k_c^{60} - 2k_c^{30} - 12k_c^{60} + 5\right)$

Продолжение таблицы. 3.4.2.

1	2	3	4
7	Односторонняя снеговая нагрузка с учетом переноса снеговых масс, расположенная на правой половине пролета		$Q_x^0 = V_A$ $M_x^0 = V_A x$ $V_A = \frac{q_c L}{12}\left(-4k_c^{602} - 4k_c^{30}k_c^{60} + 2k_c^{30} + 1\right)$
8	Ветровое давление слева		**1) $0 \le x \le k_в L$** $N_x = V_A \sin\varphi_x + H_A \cos\varphi_x + q_в c_1\left(x\sin\varphi_x - y\cos\varphi_x\right)$ $M_x = H_A y - V_A x - 0{,}5 q_в c_1\left(x^2 + y^2\right)$ **2) $k_в L \le x \le \frac{L}{2}$** $N_x = V_A \sin\varphi_x + H_A \cos\varphi_x + q_в c_1\left(k_в L\sin\varphi_x - 0{,}7 f\cos\varphi_x\right) +$ $+ q_в c_2\left((y - 0{,}7f)\cos\varphi_x - \left(x - k_в L\right)\sin\varphi_x\right)$ $M_x = H_A y - V_A x - q_в c_1\left(k_в L\left(x - 0{,}5 k_в L\right) + 0{,}7 q_в f\left(y - 0{,}35 f\right)\right) +$ $+ 0{,}5 q_в c_2\left(\left(x - k_в L\right)^2 + \left(y - 0{,}7f\right)^2\right)$ $V_A = \frac{q_в}{2L}\left[\left(c_1 + c_3\right)\cdot(0{,}7f)^2 + c_3\left(k_в L\right)^2 + c_2 L^2\left(1 - 2k_в\right) - c_1 L^2\left(2k_в - k_в^2\right)\right]$ $H_A = \frac{q_в}{f}\left[-\frac{c_2 L^2}{2}\left(\frac{1}{2} - k_в\right)^2 + \frac{c_1 L^2}{2}\left(k_в - k_в^2\right) - \frac{c_2}{2}(0{,}3f)^2 + 0{,}455 c_1 f^2 + \frac{V_A L}{2}\right]$

Продолжение таблицы. 3.4.2.

1	2	3	4
9	Ветровое давление справа		**1) $0 \le x \le k_в L$** $N_x = V_A \sin\varphi_x + H_A \cos\varphi_x + q_в c_3 \left(y\cos\varphi_x - x\sin\varphi_x\right)$ $M_x = H_A y - V_A x + 0{,}5 q_в c_3 \left(x^2 + y^2\right)$ **2) $k_в L \le x \le \frac{L}{2}$** $N_x = V_A \sin\varphi_x + H_A \cos\varphi_x + q_в c_3 \left(0{,}7 f \cos\varphi_x - k_в L \sin\varphi_x\right) +$ $+ q_в c_2 \left((y - 0{,}7f)\cos\varphi_x - (x - k_в L)\sin\varphi_x\right)$ $M_x = H_A y - V_A x + q_в c_3 \left(k_в L(x - 0{,}5 k_в L) + 0{,}7 f (y - 0{,}35 f)\right) +$ $+ 0{,}5 q_в c_2 \left((x - k_в L)^2 + (y - 0{,}7f)^2\right)$ $V_A = \frac{q_в}{2L}\left[-(c_1 + c_3)\cdot(0{,}7f)^2 - c_1 (k_в L)^2 + c_2 L^2 (1 - 2k_в) + c_3 L^2 (2k_в - k_в^2)\right]$ $H_A = \frac{q_в}{f}\left[-\frac{c_2 L^2}{2}\left(\frac{1}{2} - k_в\right)^2 + \frac{c_3 L^2}{2}(k_в - k_в^2) - \frac{c_2}{2}(0{,}3f)^2 + 0{,}455 c_3 f^2 + \frac{V_A L}{2}\right]$

* Для ветровой нагрузки приведены значения обычных усилий (не балочных), действующих в сечениях арки.

** В таблице приводятся значения опорных реакций, непосредственно необходимых для определения искомых силовых факторов.

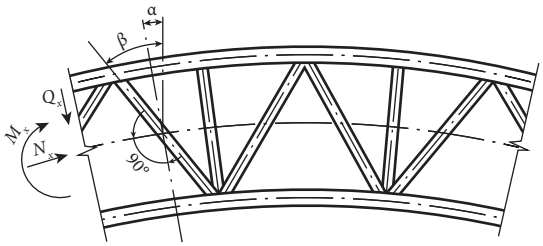


Рис. 3.4.11. К определению усилий в элементах решетчатой арки

- в поясах

$$N_{\text{п}} = \frac{N_x}{2} \pm \frac{M_x}{h}, \tag{3.4.8}$$

- в раскосах

$$N_p = \frac{Q_x}{\cos(\beta - \alpha)}, \tag{3.4.9}$$

- в стойках, расположенных перпендикулярно поясам,

$$N_c = Q_x. \tag{3.4.10}$$

Для определения моментов и поперечных сил можно использовать данные табл. 3.4.2.

Проверку прочности сплошных арок производят как для внецентренно сжатых элементов при упругой работе стали:

$$\sigma = \frac{N_x}{A} + \frac{M_x}{W_x} \le R_y \gamma_c, \tag{3.4.11}$$

где A и W_x — площадь и момент сопротивления поперечного сечения арки соответственно.

Проверку прочности и устойчивости элементов решетчатых арок выполняют по формулам СП 16.13330:

- растянутых $\sigma = \frac{N_{\text{эл}}}{A_{\text{эл}}} \le R_y \gamma_c$; (3.4.12)
- сжатых $\sigma = \frac{N_{\text{эл}}}{\varphi A_{\text{эл}}} \le R_y \gamma_c$. (3.4.13)

Здесь $N_{\text{эл}}$ — усилие в элементе, определяемое по формулам (3.4.8—3.4.10); $A_{эл}$ — площадь поперечного сечения элемента; φ — коэффициент продольного изгиба, вычисленный по наибольшей гибкости элемента СП 16.13330.

Проверка и обеспечение устойчивости арок

Устойчивость арки в своей плоскости обеспечена, если значение продольной силы не превышает критического:

$$N < N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{k\mu^2 S^2}, \tag{3.4.14}$$

где S — длина полуарки; μ— коэффициент расчетной длины арки (табл. 3.4.3); EI_x — жесткость сечения арки, расположенного в одной четверти пролета; k =1,4 — коэффициент запаса по устойчивости.

Таблица 3.4.3.

Коэффициент μ расчетной длины арки

Статическая схема работы арки	*f/L*			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарниная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двушарнирная	1,0	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

В решетчатых арках участки нижнего пояса могут испытывать сжатие, поэтому они должны быть проверены на устойчивость из плоскости:

$$\sigma = \frac{N_{\text{п}}}{\varphi_y A_{\text{п}}} \le R_y \gamma_c, \tag{3.4.15}$$

где N_n — усилие, действующее в нижнем поясе; $A_{\text{п}}$ — площадь поперечного сечения пояса; R_y — расчетное сопротивление стали; γ_c — коэффициент условия работы; φ_y — коэффициент продольного изгиба из плоскости арки.

При вычислении коэффициента продольного изгиба φ_y значение расчетной длины нижнего пояса определяется как длина между точками раскрепления из плоскости. При этом учитывают изменений продольной силы по длине согласно СП 16.13330:

$$l_{ef} = l\left(0{,}75 + 0{,}25\,\frac{N_2}{N_1}\right), \tag{3.4.16}$$

где l — длина участка нижнего пояса между точками раскрепления из плоскости; $N_1 > N_2$ — минимальное и максимальное значение продольного усилия в нижнем поясе.

Устойчивость из плоскости арки сплошного сечения считается обеспеченной, если расстояние между точками закрепления (шаг прогонов или распорок) находится в пределах $(16 \div 20)\ b$, где b — ширина пояса. При проектировании устойчивость арки из плоскости проверяется с учетом действующих норм.

Проверку устойчивости арок можно выполнять также с использованием современных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов.

Выбор оптимальных параметров арки

Как отмечалось выше, к параметрам, которые существенно влияют на эффективность арок, относятся: статическая схема, очертание оси арки, стрела подъема, параметры поперечного сечения.

Статическая схема арки может быть принята трехшарнирной, двушарнирной и бесшарнирной (рис. 4.1.1). Оптимальной статической схемой арки с теоретической точки зрения, а именно, по минимуму ее массы (изгибающего момента), является бесшарнирная схема. С учетом стоимости фундаментов и дополнительных усилий от температурных напряжений часто более экономичны двушарнирные арки. При слабых грунтах и большом градиенте температур более рациональными могут быть и трехшарнирные арки. Однако недостатком трехшарнирных арок

является наличие ключевого шарнира, затрудняющего устройство кровли. На слабых грунтах для восприятия распора арки целесообразно применять затяжки.

Выбор очертания арки является одним из основных вопросов в теории арок, поскольку данный параметр определяет эффективность арки в целом. Учитывая, что арка реального сооружения загружена различными нагрузками, включающим постоянные, снеговые и ветровые нагрузки по СП 20.13330, классические понятия о безмоментном очертании арки в данном случае неприемлемы. При многовариантном загружении арки оптимальность ее очертания должна рассматриваться с позиций обеспечения минимума изгибающего момента, массы и стоимости [44].

Исследования [44] показывают, что при существующих снеговых и ветровых нагрузках оптимальное очертание оси арки задается многочленом:

$$y = Ax + Bx^2 + Cx^3, \tag{3.4.17}$$

где *A, B, C* — коэффициенты, определяемые из условия минимума изгибающего момента или массы [44].

Для практических расчетов достаточно очертание оси арки принять по выражению:

$$y = \frac{\left(M^0_{\text{лев}} + M^0_{\text{прав}}\right)}{2H}, \tag{3.4.18}$$

где $M^0_{\text{лев}}$, $M^0_{\text{прав}}$ — значения балочных изгибающих моментов при левом и правом положении временной нагрузки, H —распор арки.

В практике строительства чаще всего применяется очертание оси арки по дуге окружности.

Стрела подъема арки также существенно влияет на эффективность арочного покрытия в целом. Поскольку арка является несущей конструкцией покрытия, то оптимальность ее стрелы подъема необходимо рассматривать с учетом стоимости ограждающих конструкций покрытия. Поэтому, стрела подъема арок в покрытиях находится в пределах 0,1—0,15 пролета [44]. Такая величина стрелы подъема реализуется редко. На практике значение стрелы подъема обычно назначается в пределах 1/5—1/3 пролета.

Тип сечения арки также в существенной степени определяет эффективность арок. Область эффективного применения решетчатых арок может быть определена из условия:

$$G_{сп} > G_{ск}, \tag{3.4.19}$$

где $G_{сп}$ — масса сплошной арки; $G_{ск}$ — масса решетчатой арки.

Имеем следующее условие [44]:

$$M > M_{\text{усл}} = \frac{h_0^3 \rho R_y \gamma_c}{\psi_{сп} h_0 - 2\rho} \cdot \frac{1}{\beta}, \tag{3.4.20}$$

Здесь h_0 — высота решетчатого сечения арки; $\rho = \dfrac{W}{A}$ — ядровое расстояние для арки сплошного сечения (табл. 3.4.4); R_y — расчетное сопротивление стали; γ_c — коэффициент условия работы согласно СП 16.13330; $\psi_{ср} = 1{,}5 \div 1{,}25$ — конструктивный коэффициент арки сплошного сечения; β — относительный

параметр эффективности решетчатой арки [44] (табл. 3.4.5), находящийся в пределах $(0{,}01 \div 3) \cdot 10^4$.

Данное условие формулируется так: если внешний изгибающий момент (M) в сечении арки от действующих нагрузок больше условного ($M_{усл}$), то по расходу стали более рациональным будет решетчатая арка. Рассматривая арку в целом, может оказаться, что на части арки, например, в приопорной части двушарнирной арки, целесообразно применять сплошное сечение, а в зонах с большим изгибающим моментом — решетчатое сечение.

Таблица 3.4.4.

Значения ядрового расстояния

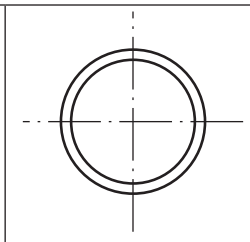
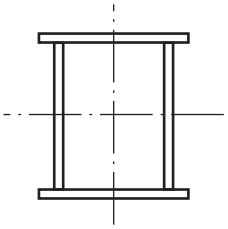
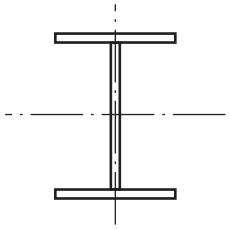
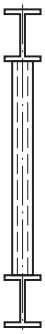
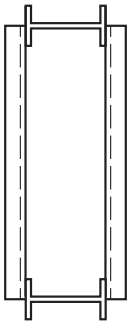
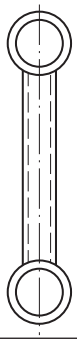
Тип сечения арки			
Ядровое расстояние ρ, см	$25 \div 30$	$30 \div 40$	$35 \div 45$

Таблица 3.4.5.

Значения параметра β

Тип сечения арки			
Параметр β	$(0{,}1 \div 0{,}2)\ \ 10^4$	$(0{,}4 \div 0{,}5)\ \ 10^4$	$(2{,}2 \div 2{,}5)\ \ 10^4$

Если рассматривать целесообразность двутаврового сплошного сечения арки по отношению к решетчатому, то имеем следующее условие:

$$K_{ст} > 0{,}34\beta, \qquad (3.4.21)$$

где $K_{ст} = \dfrac{h}{t}$ (рис. 3.4.4) — гибкость стенки двутаврового сечения арки.

Данное условие формулируется так: если гибкость стенки двутаврового сечения больше указанной величины, то его применение наиболее целесообразно.

Применяя арки решетчатого сечения, необходимо стремиться к назначению оптимальной высоты сечения и оптимальному углу наклона раскосов. Оптимальная высота сечения арки может быть назначена по формуле:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{\beta M}{R_y \gamma_c}}. \qquad (3.4.22)$$

Оптимальный угол наклона раскосов зависит от типа решетки и их сечений согласно СП 16.13330.

С достаточной степенью точности угол наклона раскосов может быть принят равным:

- для раскосной решетки $\alpha = 50 \div 60°$;
- для треугольной решетки $\alpha = 50 \div 60°$.

3.4.4. Компоновка и конструктивные решения арок

В арочных системах известны два типа схем — с рядовым (рис. 3.4.12) и блочным (рис. 3.4.13) расположением арок [37]. Рядовое размещение арок целесообразно при пролетах до 60—80 м. Арки пролетом до 50 м, как правило, размещают в плане с шагом 6—12 м. При шаге арок до 6 м покрытие можно

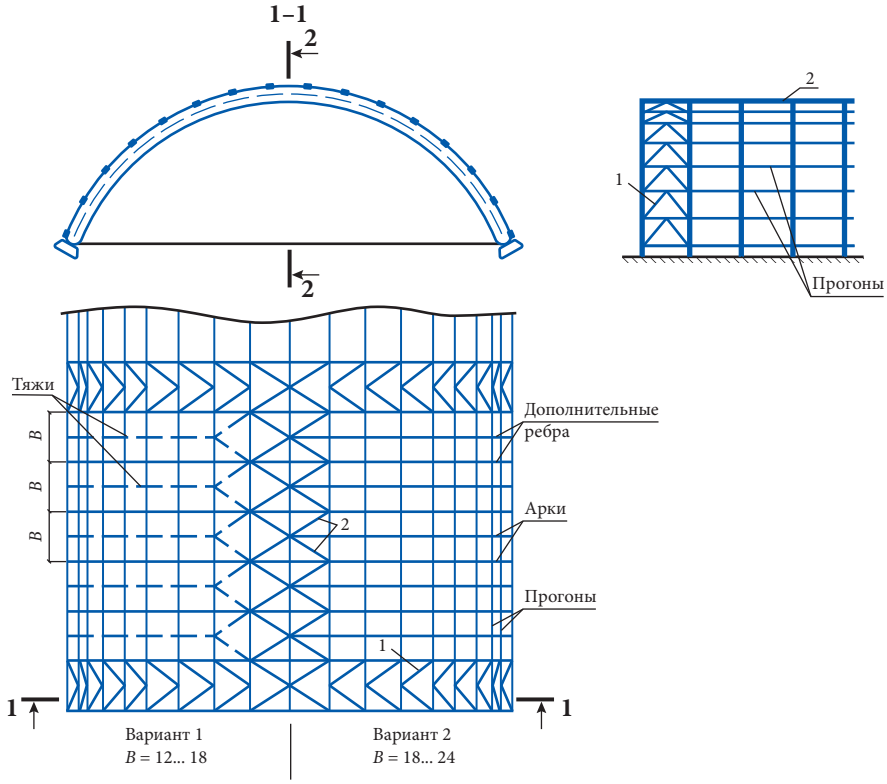


Рис. 3.4.12. Компоновка арочного покрытия при рядовом расположении арок: 1 — поперечные связи по верхним поясам арки; 2 — продольные связи по верхним поясам арки

проектировать в беспрогонном исполнении. С увеличением шага арок настил укладывается на прогоны. Прогоны могут быть сплошного и сквозного сечения.

При пролетах, превышающих 50 м, целесообразным становится расположение арок с шагом 12—24 м. В таком случае применяют решетчатые прогоны.

Прогоны на наклонных участках воспринимают скатную составляющую и работают на косой изгиб в двух плоскостях, что приводит к увеличению металлоемкости. Для восприятия скатной составляющей прибегают к раскреплению прогонов тяжами к узлам арок (рис. 3.4.12, вариант 1).

При шаге между прогонами более 6 м вдоль ската устанавливают дополнительные ребра-прогоны (рис. 3.4.12, вариант 2). В этом случае ребра будут передавать на прогоны только нормальную составляющую от давления кровли, а скатную составляющую воспринимать сами и передавать на фундамент.

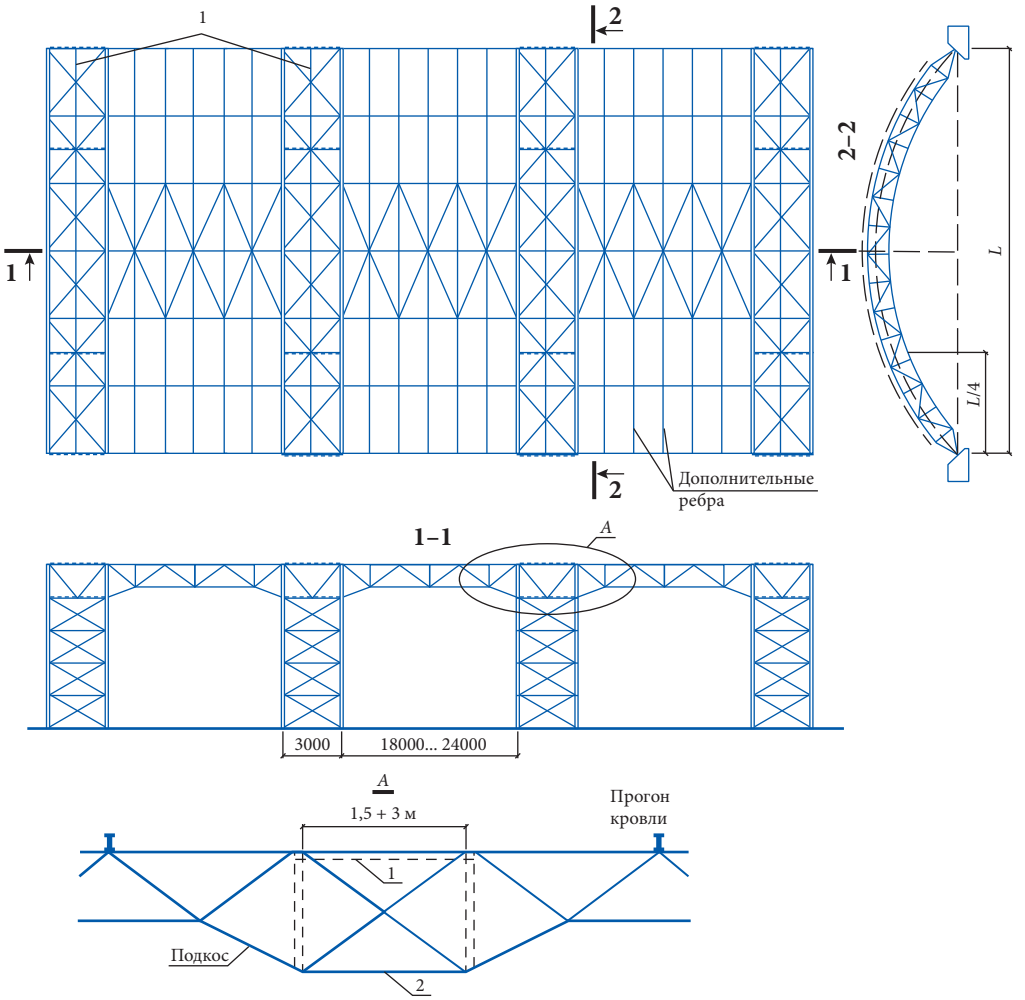


Рис. 3.4.13. Компоновка арочного покрытия при блочном расположении арок:
1 — поперечные связи по верхним поясам арки;
2 — продольные вертикальные связи по верхним поясам арки

Устойчивость арок из их плоскости обеспечивается при помощи системы поперечных связей, которые размещаются, как правило, в уровне верхнего пояса по торцам здания и его длине через каждые 50—60 м. Связи для передачи воспринимаемых усилий на фундаменты необходимо доводить до опор арок.

При пролетах более 80—100 м и больших высотах арок из-за сложности монтажа применяется блочное размещение арок (рис. 3.4.13). Плоские арки попарно объединяются в жесткие пространственные блоки шириной 3—6 м с помощью вертикальных связей и связей по верхним поясам или применяют арки с пространственным сечением. Расстояние между блоками составляет 18—24 м. Компоновка стропильного покрытия между блоками осуществляется с помощью прогонов — ферм, которые имеют жесткие узлы сопряжения с арочными блоками. Высота прогонов с учетом защемления должна быть 1/15—1/20 пролета прогона. При большой стреле подъема блоки арок объединяют в ключе продольными связями (рис. 3.4.13).

Нижние пояса арок обычно сжаты, что также требует их раскрепления из плоскости. Для избежания дублирования связей по верхним и нижним поясам крепление нижних поясов выполняют с использованием подкосов, крепящихся к прогонам (рис. 3.4.13, узел «А»).

3.4.5. Примеры арочных покрытий

На рис. 3.4.14 представлен поперечный разрез склада концентратов металлургического завода. Трехшарнирные арки покрытия реализуются с использованием двух ферм с параллельными поясами высотой 2,8 м и шагом установки 7 м. Для увеличения объема здания отметка пола расположена на 3 м ниже опорной части конструкции. Треугольное очертание повторяет поверхность насыпного материала при складировании, что значительно упрощает реализацию несущих и ограждающих конструкций.

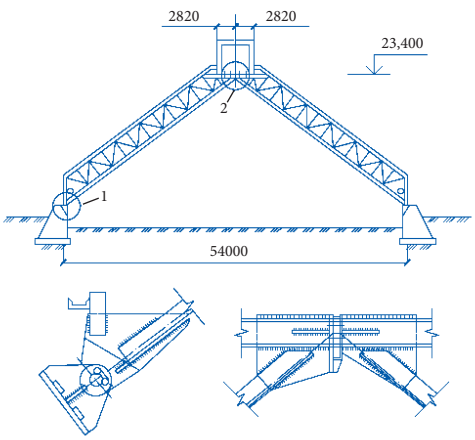


Рис. 3.4.14. Покрытие склада концентрата металлургического завода: 1 — опорный шарнир, 2 — шарнир в ключе арки

В ключе к арочной конструкции подвешена транспортерная галерея. Наличие шарниров в опорной части ферм и значительная нагрузка от транспортерной галереи обуславливают преимущественное наличие сжимающих усилий в обоих поясах ферм. Покрытие склада выполнено неутепленным, из асбестоцементных волнистых листов по стальным прогонам. Несущие конструкции изготовлены из стали марки Ст3. Общий расход стали на здание составил 46,5 кг/м^2.

На рис. 3.4.15 приведен поперечный разрез арочного покрытия с двушарнирными арками пролетом 100 м. Длина здания в плане — 60 м, несущие арки установлены с шагом 12 м.

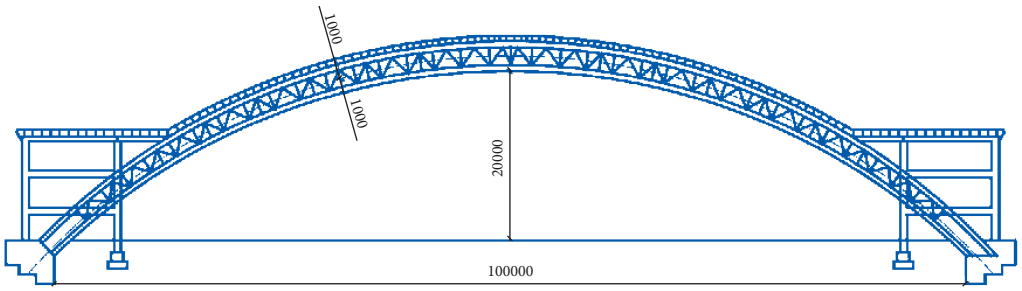


Рис. 3.4.15. Проект арочного покрытия ангара

Кровля выполнена из утепленных панелей с обшивкой из алюминиевых листов длиной 12 м. Элементы арок выполнены из стали С345 марки 14Г2, остальные конструкции покрытия — из стали марки Ст3. Расход стали на арки составил 24 кг/м^2 при общем расходе на каркас здания 55 кг/м^2.

Покрытие над трибунами стадиона «Фишт» в г. Сочи (рис. 3.4.16) представляет собой криволинейную конструкцию, образованную сквозными арками с треугольной решеткой, имеющими различный пролет [45].

Покрытие имеет две секции над восточной и западной трибунами соответственно. Основные арки, расположенные по фронтальному краю и поддерживающие секции, имеют пролет 285 м и высоту подъема стрелы — 70 м. Арки выполнены с пространственным поперечным сечением в виде трапеции, имеющим 4 пояса. Высота сквозного сечения основных арок изменяется в интервале 7—14,4 м, ширина сечения — 5,5 м. С южной стороны сооружения основные арки жестко защемлены на фундаментах, с северной стороны — имеют цилиндрические шарнирные опоры.

Поперечная устойчивость основных арок обеспечивается второстепенными арками, отходящими в перпендикулярном направлении от основных арок. Общая устойчивость покрытия обеспечивается системой горизонтальных связей и распорок, а также вертикальными связевыми фермами.

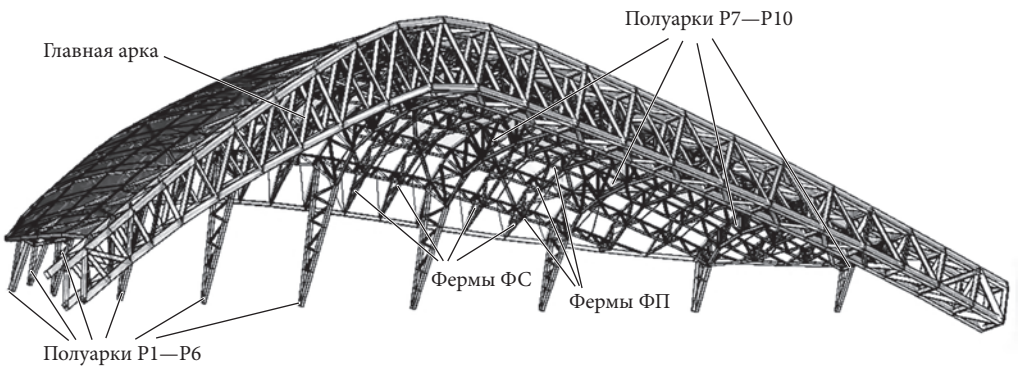


Рис. 3.4.16. Арочное покрытие над трибунами



Рис. 3.4.17. Навес входной группы аэровокзального комплекса «Шереметьево-3»

Для изготовления основных элементов покрытия стадиона были использованы сварные профили коробчатого и двутаврового сечения. Материал конструкций: сталь С390 для элементов толщиной до 50 мм и сталь С345 для элементов толщиной до 120 мм.

Навес над входной группой терминала аэропорта «Шереметьево-3» (рис. 3.4.17) включает пешеходный мост пролетом 55,3 м, который подвешен стальными вантами к расположенному над ним арочному навесу пролетом 130 м [46]. Железобетонная пешеходная часть моста опирается на поперечные стальные балки, с переменной высотой по длине моста и стеклянным ограждением.

Нагрузка с поперечных балок моста передается через подвески на две арки со стрелой подъема 5,5 м и пролетом 55,3 м каждая. Основной арочный навес выполнен двухпроцентным, с несущими элементами из решетчатых арок: главных — пролетом 88 м и дополнительных — пролетом 42 м. Поперечное сечение арок — четырехпоясная стержневая конструкция. Опоры арок соединены между собой затяжками в виде предварительно напряженных стальных тросов.

Большепролетные арочные покрытия стадионов отличаются широким разнообразием вариантов конструктивных схем [22]. Оригинальные арочные покрытия применены на стадионах Южной Кореи «Guus Hiddink Stadium» и «Daegu Stadium» (рис. 3.4.18 *а*), Китая «Shenyang Olympic Sports Center Stadium» (рис. 3.4.18 *б*), Коста-Рики «Estadio Nacionalde Costa Rica»



Рис. 3.4.18. Пример арочных покрытий

(рис. 3.4.18 *в*), Японии «Miyagi Stadium» и «Kobe Wing Stadium», Турции «Kadir Has City Stadium» (рис. 3.4.18 *г*), Голландии «Amsterdam Stadium».

Контрольные вопросы к разделу 3.4

1. Какие типы арок различают по статической схеме работы? В чем их преимущества и недостатки?
2. Какие варианты снеговой нагрузки следует учитывать при расчете арочных покрытий? Какие из этих вариантов являются, как правило, расчетными?
3. Какими способами можно выполнить расчет усилий в двушарнирной арке? По какой формуле следует проверять прочность сечения сплошной арки по найденным усилиям?
4. Какими критериями может определяться оптимальность очертания оси арки?
5. В каких типах большепролетных сооружений находят применение арочные покрытия? Приведите примеры.

Темы практических занятий к разделу 3.4

1. Выполнить подбор сечения сплошной трехшарнирной арки кругового очертания пролетом 60 м с высотой подъема стрелы 10 м, проектируемой

в III-м снеговом районе. Шаг установки арок — 12 м. Сечение арки принять постоянным по длине, из прокатного двутавра. Ветровую нагрузку в расчете допускается не учитывать. Нагрузка от собственного веса конструкций покрытия — 120 кгс/м^2. Материал конструкций — сталь С345.

2. Запроектировать арочное покрытие большепролетного здания размерами 90 × 120 м, проектируемого в IV-м снеговом и II-м ветровом районах.

3.5. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

3.5.1. Общая характеристика и классификация пространственных конструкций

Пространственными называются конструкции, выполненные из металлических стержней, оси которых ориентированы по разным плоскостям [38]. Они подразделяются на основные три группы (рис. 3.5.1):

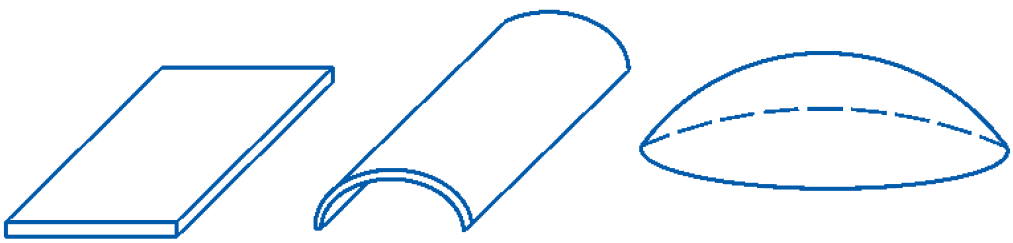


Рис. 3.5.1. Основные типы пространственных конструкций

- стержневые плиты: перекрестные системы и структуры;
- цилиндрические оболочки;
- оболочки двоякой кривизны (купола).

Пространственные конструкции из коротких стержней применяются для плоских двухслойных и криволинейных однослойных или двухслойных покрытий зданий и сооружений [18, 47—49]. Узлы однослойных пространственных конструкций расположены на одной поверхности, двухслойных — на двух поверхностях.

Пространственные конструкции обладают рядом преимуществ:

- низкая материалоемкость покрытия ввиду эффективности пространственной работы конструкций, как на неравномерные, так и на сосредоточенные нагрузки;
- повышенная жесткость и надежность;
- возможность унификации стандартных элементов и узлов при многократной повторяемости;
- возможность перекрытия больших пролетов;

• возможность облегчить ограждающие конструкции кровли, упростить монтаж подвесного транспорта и оборудования за счет частой сетки узлов;
• низкие эксплуатационные расходы за счет относительно малой строительной высоты конструкции;
• возможность реализовывать многообразные архитектурные формы зданий и сооружений.

Имеются также и недостатки в виде повышенной трудоемкости изготовления узлов пространственных конструкций и трудоемкости их монтажа. Современные автоматизированные производственные линии позволяют снижать трудоемкость изготовления однотипных стандартных конструктивных элементов.

На предварительной стадии разработки пространственных стержневых систем необходимо учитывать следующие требования [18]:
• выбор общей формы покрытия и типа пространственной системы, которая соответствует этой форме;
• анализ геометрии покрытия, количества слоев, формы и размеров регулярной ячейки, расположения опор, типа ограждающей конструкции;
• выбор технологии монтажа конструкций;
• обеспечение простоты эксплуатации.

По сравнению с другими типами конструктивных решений узлы пространственных стержневых систем имеют более сложную конструкцию, так как один узел объединяет большое количество трехмерно расположенных элементов. Масса узловых соединений составляет порядка 15—30% от общей массы конструкций, поэтому выбор типа узловых соединений определяет рациональность системы, а также ее несущую способность, жесткость, эффективность изготовления и монтажа.

Перекрестные системы покрытия

Перекрестные системы покрытия — это пересекающиеся в плане несущие плоские балочные или ферменные конструкции [38, 50—52]. Различают ортогональные перекрестные системы, в которых несущие элементы расположены параллельно контуру покрытия, диагональные — квадратная сетка расположена относительно контура покрытия под углом 45°, треугольные — сетка с треугольной формой ячеек, и комбинированные при расположении ферм в трех направлениях (рис. 3.5.2). Плиты с треугольными ячейками более жесткие [18].

Перекрестные системы рекомендуются для использования в покрытиях квадратных в плане, а также имеющих форму равнобедренного треугольника, круга или многоугольника, вписанного в круг (рис. 3.5.3).

Наиболее рационально применять такие конструкции для пролетов 18—60 м. Высоту плиты перекрестной системы следует назначать 1/15—1/30 пролета, размер ячейки поясных сеток — 1/7—1/15 пролета [18]. При небольших пролетах размер ячейки следует принимать в зависимости от типа кровельного настила для исключения устройства прогонов, однако, при необходимости, вдоль ферм одного направления устанавливают прогоны. Перекрестные системы применяются в покрытиях промышленного, сельскохозяйственного и общественного назначения. В первых двух случаях перекрывают

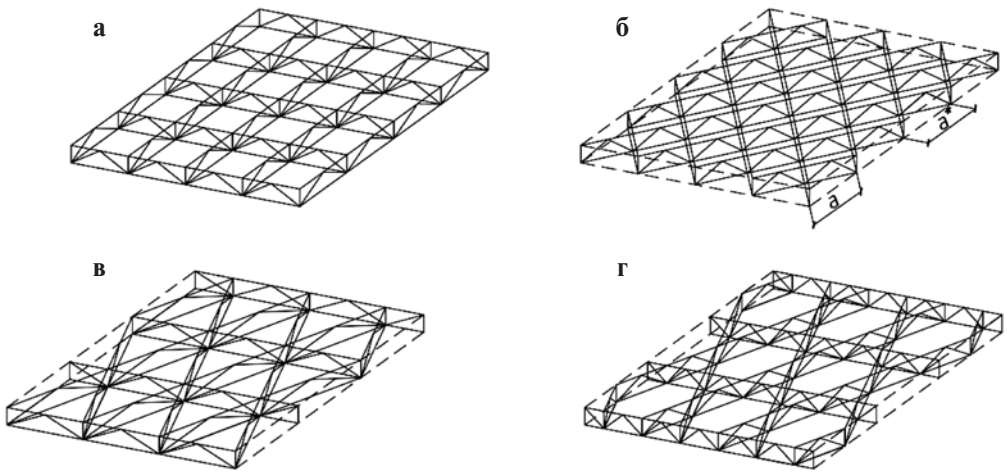


Рис. 3.5.2. Пространственные перекрестные системы: *а*, *б*) с квадратными ячейками; *в*) с треугольными ячейками; *г*) комбинированные

одно- и многопролетные здания с сеткой колонн 18×18 м, 24×24 м, в том числе при наличии подвесных грузоподъемных кранов. В данном случае каждый модуль должен опираться на колонны по углам (рис. 3.5.4 *а*). При этом контурные элементы должны иметь высоту в два раза больше высоты пролетной конструкции покрытия. Перекрестные системы большепролетных зданий общественного назначения опираются на колонны, расположенные с шагом 6—12 м по периметру. В этом случае допускается устройство разгружающих консольных свесов, не превышающих 1/4 основного пролета (рис. 3.5.4 *б*).

Фермы следует выполнять с параллельными поясами или двускатными, решетку — треугольную. Сечения элементов ферм могут быть различными (прокатные двутавры, парные уголки, круглые или прямоугольные профили

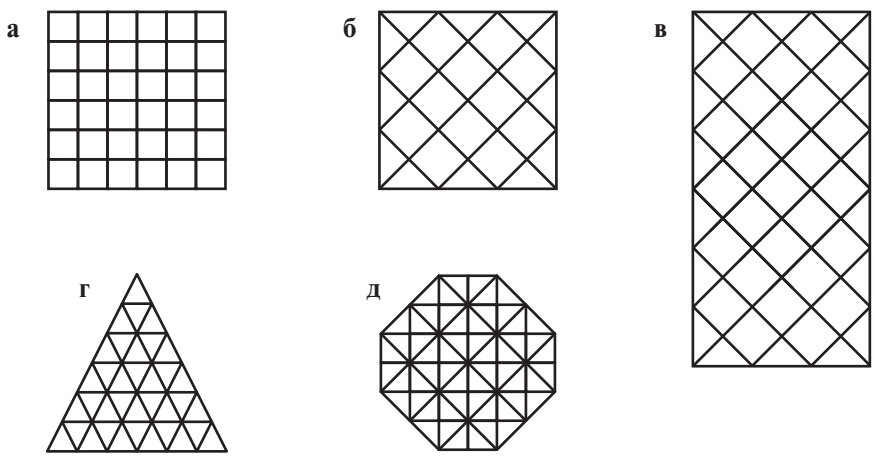


Рис. 3.5.3. Формы в плане покрытий перекрестных систем: *а*, *б*, *в*) квадратные и прямоугольные; *г*) равнобедренный треугольник; *г*) многоугольник, вписанный в круг

и т. д.). Верхние пояса стропильных ферм рассчитываются как сжато-изогнутые элементы, при этом устойчивость из плоскости обеспечивается профилированным настилом. Податливость узловых соединений на болтах можно учесть за счет увеличения прогиба на 10% [18]. Верхние и нижние пояса перекрестных ферм можно располагать как в одной плоскости, так и с размещением опор ферм одного направления над поясами ферм другого направления. В первом варианте фермы одного направления можно выполнить на весь пролет, а в перпендикулярном направлении — пролетом на размер ячейки. Перекрестная система может быть образована из одинаковых универсальных и взаимозаменяемых в обоих направлениях ферм пролетом на размер ячейки. Во втором варианте фермы выполняются длиной на пролет, при этом фермы одного направления служат при монтаже опорными конструкциями для перпендикулярных ферм. Одним из основных вопросов является выбор узлов пересечения несущих элементов, которые влияют на несущую способность системы в целом, расход стали, трудоемкость изготовления и монтажа, деформативность покрытия, способность воспринимать продольные усилия разных знаков. Пересечения поясов могут быть выполнены различными способами [50, 51]. Основные виды пересечений приведены на рис. 3.5.5. В качестве основного соединительного элемента для четырех отправочных марок ферм применяется гнутый фланец (рис. 3.5.5 *а — б*) или фасонная деталь из уголков с листовыми накладками (рис. 3.5.5 *в*). На рис. 3.5.5 *г* приведена схема с поэтажным расположением пересекающихся поясов. В первом приближении увеличение прогибов перекрестной системы покрытия за счет деформативности монтажных узлов можно принять на 10% при узлах на гнутых фланцах, на 15% при узлах на фасонных деталях из уголков с листовыми накладками. При этом возможные

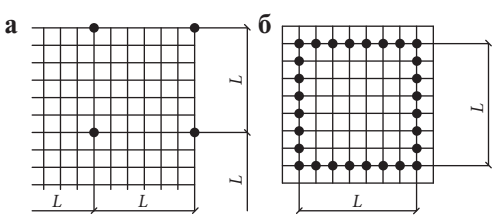


Рис. 3.5.4. Схемы опирания перекрестных систем покрытий зданий различного назначения: *а*) многопролетные производственные; *б*) большепролетные общественного назначения

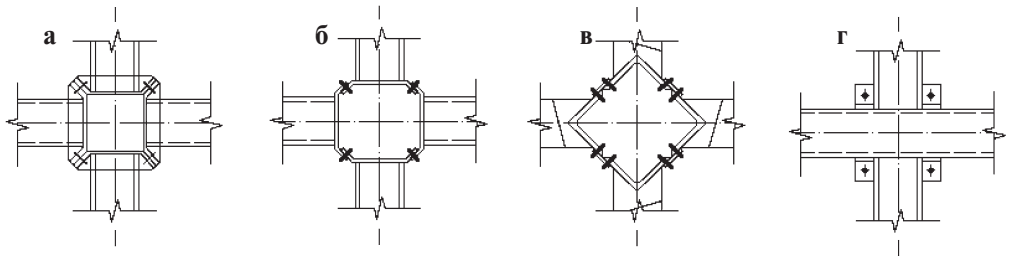


Рис. 3.5.5. Узлы пересечения перекрестных ферм: *а*) на гнутых фланцах с диафрагмами жесткости; *б*) на гнутых фланцах без диафрагм жесткости; *в*) на фасонных деталях из уголков с листовыми накладками; *г*) с поэтажным расположением пересекающихся поясов

деформации узлов не оказывает существенного влияния на распределение усилий между элементами покрытия [18, 52].

В [50, 53—55] подробно описаны область применения, характер работы, расчетные предпосылки и новые технические решения перекрестных систем покрытий зданий и сооружений.

Перекрестные фермы применены в проектах производственных зданий [50]. Компоновочный модуль здания имеет размеры в плане 60×60 м и при сетке колонн 30×30 м образуется из четырех блоков размерами 30×30 м. В центре здания располагается башенный строительно-технологический кран грузоподъемностью 5 т, который выполняет также функцию центральной колонны модуля. Кран используется во время монтажа конструкций здания, а также последующей эксплуатации. Перекрещивающиеся фермы покрытия высотой 2,5 м из стали С345 имеют пояса из широкополочных двутавров. Решетка ферм треугольная с дополнительными стойками. Элементы решетки из парных уголков примыкают к поясам через фасонные детали. Монтажные стыки поясов из двутавров приняты на отогнутых фланцах, по такому же типу, как для поясов из гнуто-сварных профилей (рис. 3.5.5 *а*). Стыки нижних поясов, работающие на растяжение, по сравнению с аналогичными сжатыми стыками имеют дополнительные крестовины-вставки, которые повышают несущую способность стыков, а также снижают их деформативность. Компоновка зданий из модулей 60×60 м применена в двух проектах. Первый проект — одноэтажное производственное здание-модуль многоцелевого назначения со строительно-технологическим краном грузоподъемностью 5 т имеет железобетонные колонны и отметку низа покрытия +10,800 м. Оно состоит из одного модуля с наружными размерами 60×60 м (рис. 3.5.6 *а*). Второй проект — одноэтажное двухмодульное здание склада имеет размеры в плане 60×120 м и высоту до низа ферм +12,600 м (рис. 3.5.6 *б*).

Примером реализации перекрестных систем покрытий может быть здание многофункционального зала в г. Санта-Сусанна в Испании (рис. 3.5.7 *а — б*), которое является не только местом проведения баскетбольных и футбольных матчей, но также используется для выставок, собраний и различных

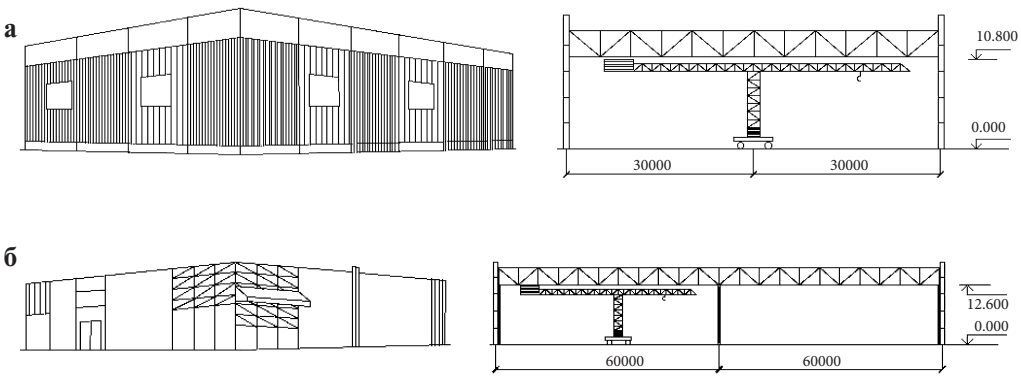


Рис. 3.5.6. Производственное здание с применением перекрестных систем: *а*) модуль 30×30 м; *б*) модуль 60×120 м

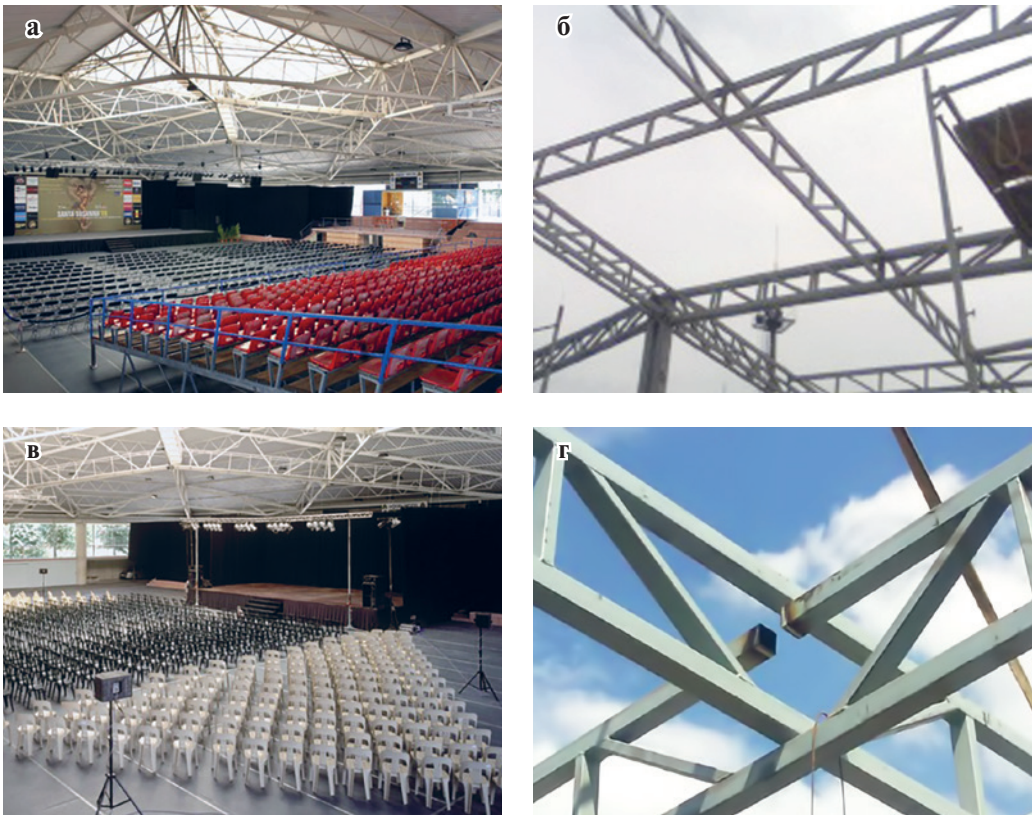


Рис. 3.5.7. Примеры реализации перекрестных систем покрытий: *а*) вид слева многофункционального зала; *б*) вид справа; *в*) модуль покрытия типа «Пятигорск-2» размерами в плане 6×6 м; *г*) «монтажное окно» пересечения модулей покрытия

мероприятий. Применение перекрестных систем в покрытиях зданий может быть реализовано на основе модулей типа «Пятигорск», «Пятигорск-2» (рис. 3.5.7 *в* — *г*) [54].

Структурные плиты

Структурные плиты [49, 50, 56] состоят из двух плоских параллельных друг другу поясных сеток, между которыми располагаются стойки и раскосы. Элементы воспринимают только продольные усилия, т. к. все узлы сопряжения являются шарнирными. Такие плиты представляют собой конструкцию, образованную многократно повторяющимися стержневыми пирамидами с квадратным, треугольным (рис. 3.5.8) или шестиугольным основанием.

В зависимости от геометрии поясных сеток структурные плиты [18] подразделяются на:

- изменяемые, состоящие из прямоугольных поясных ячеек, которые при заполнении раскосами каждой ячейки поясов не воспринимают крутящие моменты (рис. 3.5.9*а*). Общая геометрическая неизменяемость таких систем достигается постановкой дополнительных связей в горизонтальной плоскости;

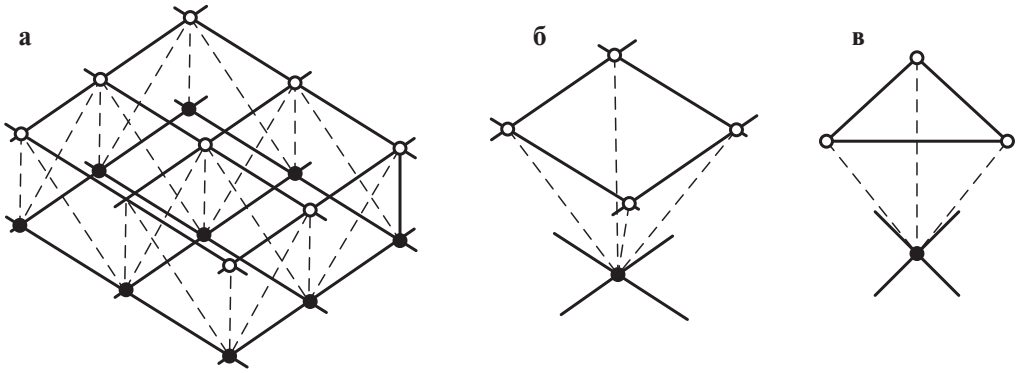


Рис. 3.5.8. Участок структурной плиты: *а*) аксонометрия; *б*) пирамида с квадратным основанием; *в*) пирамида с треугольным основанием

• не изменяемые, когда в каждой прямоугольной ячейке по высоте установлен диагональный стержень или ячейки имеют треугольную форму (рис. 3.5.9 *в*). Пояса могут быть сдвинуты на половину ячейки (рис. 3.5.9 *г*);

• комбинированные, в которых одна сетка поясов геометрически неизменяема, другая — изменяема (рис. 3.5.9 *д*).

Геометрия поясных сеток влияет на напряженно-деформированное состояние структур, так как приводит к снижению усилий в поясах за счет перераспределения их на диагональные стержни. При этом увеличивается жесткость системы от ортотропной пластины с нулевой жесткостью на кручение до изотропной пластины [18]. Высоту структурных плит следует принимать 1/16—1/25 пролета, при этом угол наклона раскосов к поясам следует принимать 30° — 60° [18]. Структурные плиты покрытия имеют различные схемы опирания, а именно:

• по контуру на несущие конструкции, например на стойки, стены или стропильные конструкции;

• на опоры, смещенные внутрь конструкции. При этом образуются консольные свесы вылетом 1/10—1/5 пролета;

• на угловые опоры.

При опирании покрытия по внешнему контуру на стойки следует их разряжать до равенства максимального момента в центре и по контурной линии [18]. Рациональным является опирание плиты на две колонны, расположенные от углов плиты на 1/4 пролета. Для исключения воздействия распора на опорные конструкции при опирании структурной плиты на стены необходимо свободное скольжение опорных узлов. Капитель в виде стержневой пирамиды (рис. 3.5.10*а*) необходима для опирания структурной плиты на колонны в узлы верхнего или нижнего пояса. Траверсы (рис. 3.5.10 *б*) и использование развитой стержневой системы снизу или сверху плиты (рис. 3.5.10 *в — г*) является возможным способом опирания структуры на колонны.

Пространственная жесткость каркаса со структурным покрытием обеспечивается за счет жесткой заделки колонн на фундаментах, наличия вертикальных связей по колоннам и жесткого защемления колонн в уровне покрытия. В целях увеличения несущей способности, но с учетом снижения

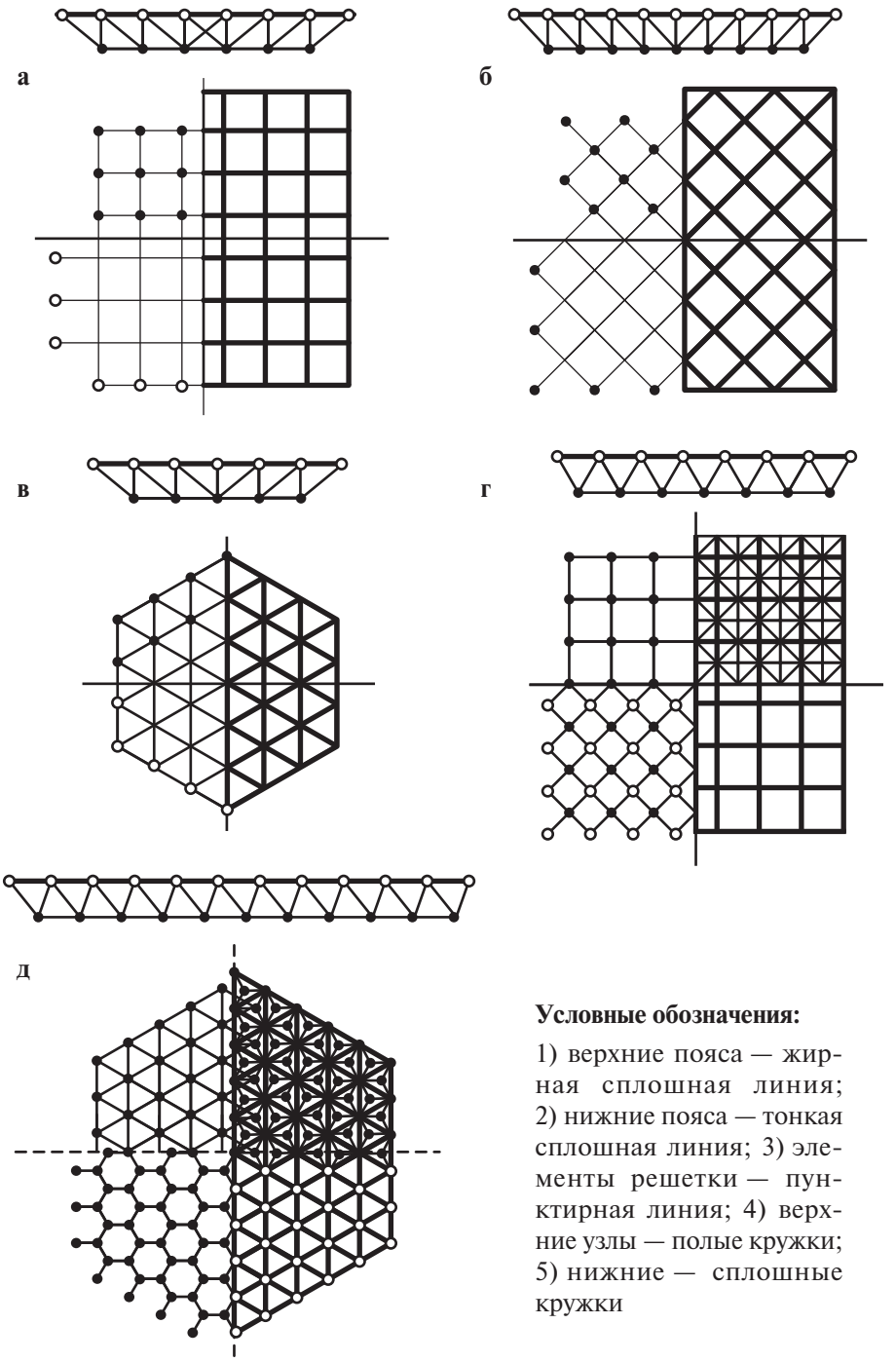


Рис. 3.5.9. Схемы структурных плит: *а — б*) поясная сетка с ортогональными ячейками (из пирамид с квадратным основанием — пентаэдров); *в*) поясная сетка с треугольными ячейками (тетраэдров); *г*) сетка с поясами, сдвинутыми на половину ячейки; *д*) комбинированная сетка, в которой одна состоит из шестиугольников, а другая — из треугольников

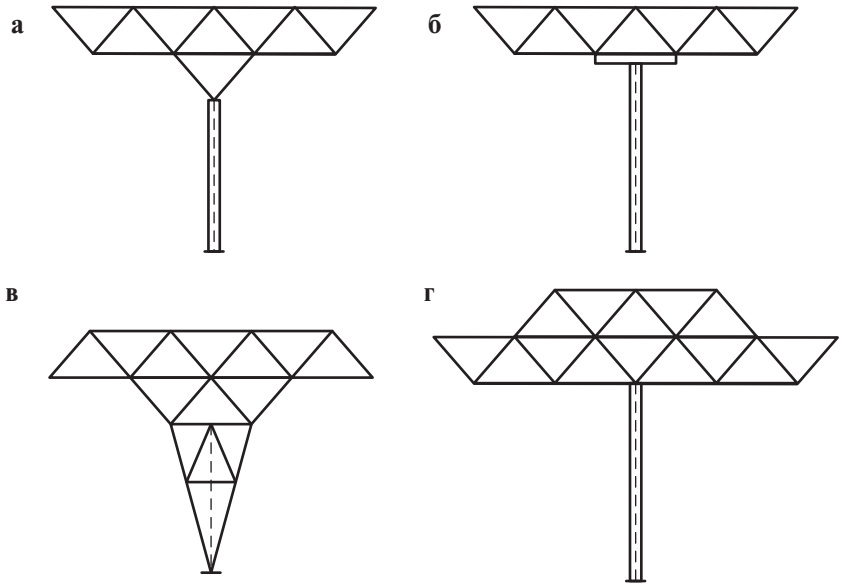


Рис. 3.5.10. Схемы опирания структурных плит: *а*) капитель в виде стержневой пирамиды; *б*) траверса; *в — г*) развитая стержневая система

металлоемкости дополнительные ярусы достаточно располагать на локальных участках покрытия. Сравнительно большие пролеты можно перекрывать трехслойными структурными конструкциями, когда между верхней и нижней поясными сетками располагается третья. Также большие пролеты структурных плит достигаются за счет усиления элементов шпренгелями, подвеской плит к вантам или опиранием на подстропильные конструкции. Подстропильные конструкции выполняют в виде плоских ферм или ригелей рамы, пользуясь номенклатурой элементов структуры, входящих в плиту [18]. Высоту подстропильной конструкции следует принимать больше, чем высота структурной плиты для обеспечения требуемой жесткости. По отношению к структурной плите подстропильные конструкции могут располагаться в одном уровне с ее верхним, либо нижним поясом.

Поперечные сечения стержней структурных конструкций могут быть различными. Круглые и квадратные трубы являются более оптимальными при узловой нагрузке. Прямоугольные трубы, открытые профили и составные сечения рациональны при внеузловой нагрузке. В структурах рационально применение круглых труб, прокатных двутавров или швеллеров [18]. Устойчивость поясов в горизонтальной плоскости обеспечивается при условии расположения профилированного настила непосредственно по верхним поясам.

В России применяются типовые структурные конструкции типа ЦНИИСК и МАРХИ. В структуре ЦНИИСК верхний пояс выполняется из прокатных двутавров, элементы решетки и нижний пояс из горячекатаных уголков. Соединение элементов в узлах осуществляется на сварке. Структурной конструкции МАРХИ элементы изготавливаются из труб, а соединение элементов на монтаже осуществляется на высокопрочных болтах.

Конструктивные решения узловых соединений элементов структурных покрытий зависят от профиля элементов, расчетных усилий, конфигурации решетки [18, 36, 38, 57]. Узловые соединения структурных плит классифицируются на следующие виды:

1. Болтовые соединения:
   - стержни из труб с конусным болтом, вворачиваемым в литой узел с резьбовыми отверстиями (рис. 3.5.11 *а — б*);
   - стержни из гнутого профиля с применением выштампованной узловой фасонной детали (рис. 3.5.11 *в*);
   - элементы из труб со сплющенными концами, вставляющиеся в цилиндр, с рифлеными пазами вдоль образующих с фиксацией двумя крышками, соединенные болтом (рис. 3.5.11 *г*).
2. Комбинированные соединения, в которых применяется заводская сварка, при этом сборка выполняется на болтах или коннекторах, объединяющих концы стержней в узел:
   - системы со сферическим или полусферическим литым элементом с резьбовыми отверстиями;
   - системы с полыми шарами, в которых соединительные болты через отверстие в шаре завинчиваются с внутренней стороны;
   - соединения на фланцах или листовых фасонных деталях.
3. Сварные соединения на монтажной сварке:
   - приварка элементов в узле, образованном фасонными деталями (рис. 3.5.11 *д*);
   - приварка к шару стержней из труб (рис. 3.5.11 *е*);
   - соединение трубчатых стержней со сплющенными концами или концевыми фасонными деталями, объединяемыми в узлы с помощью ванной или электрошлаковой сварки.

К примерам реализации структурных плит следует отнести перекрытие сооружения выставки «ЭКСПО-70» в Японии, под которым располагается центральная площадь, фестивальная площадь и один из тематических павильонов (рис. 3.5.12 *а*). Структурная плита в плане представляет собой прямоугольник со сторонами 291,6 × 108 м, в котором устроен проем размером 64,8 × 64,8 м. Плита опирается на шесть стоек, расстояние между которыми по большей стороне 108 м по меньшей — 75,6 м. Таким образом, получаются консольные свесы по большей стороне, равные 37,8 м и по меньшей стороне 16,2 м. Плита высотой 7,637 м представляет собой структуру с ортогональной сеткой поясов, образующих ячейки размером 10,8 × 10,8 м. При больших размерах ячеек и пролетов структуры, учитывая высокую сейсмичность, диаметр поясных труб составил 50 см, а расход стали — 150 кг/м^2. Ограждающая часть покрытия выполнена в виде пневматических «подушек» размером 10 × 10 м, уложенных непосредственно на верхнюю поясную сетку структуры. Узловые сопряжения выполнены на шарах, снабженных специальными стержнями с резьбовой нарезкой. Для соединения с шаром все элементы структуры имеют приварные конусообразные наконечники, заканчивающиеся резьбовыми отверстиями [50].

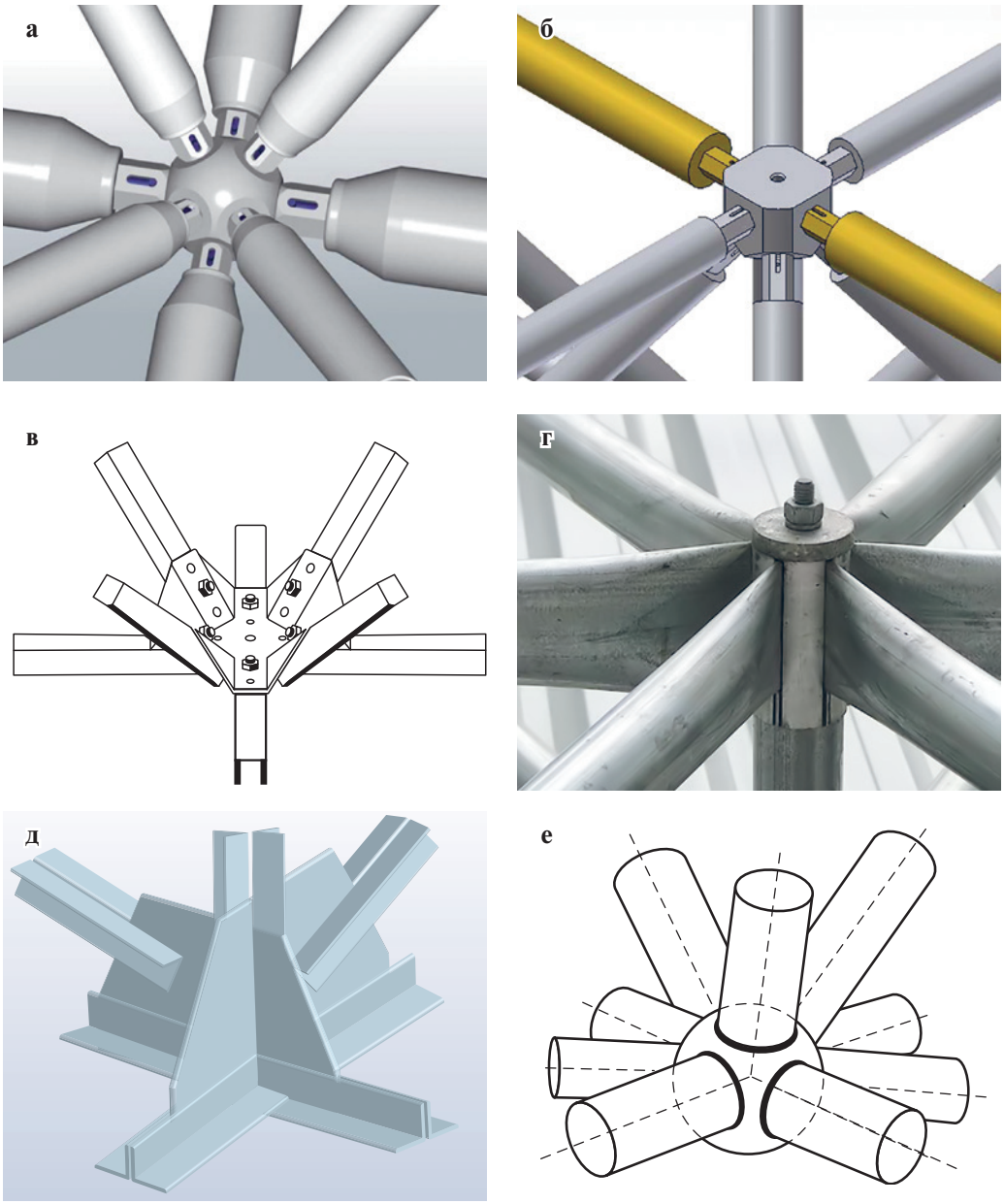


Рис. 3.5.11. Сопряжение элементов структурных плит:
а, *б*, *г*, *д*, *е*) варианты конструктивных решений

Пространственно-стержневое покрытие с подстропильно-фонарной конструкцией и бесконсольным опиранием [58] разработано из стержневых и узловых элементов типа «Кисловодск» для спорткомплекса в Витязево (рис. 3.5.12 *б*). Пространственное покрытие имеет размеры в плане 48 × 36 м. В качестве примера можно привести здание в Пятигорске, где при проведении ремонтных работ, замена вышедших из строя стержней новыми составила



Рис. 3.5.12. Примеры пространственно-стержневых плит покрытия: *а*) покрытие сооружения выставки «ЭКСПО-70» в Японии; *б*) покрытие спорткомплекса в Витязево; *в*) здание в г. Пятигорск; *г*) покрытие над ледовой ареной в г. Пружаны (Белоруссия)

менее 2% от общего объема, состоящего из трех модулей размерами в плане 36×36 м (рис. 3.5.12 *в*).

В г. Пружаны (Белоруссия) разработано покрытие ледовой арены в виде структуры размером в плане 39×63 м (рис. 3.5.1 2 *г*). Структура имеет ортогональную верхнюю и нижнюю поясные сетки, высота структурной плиты 3 м, размер в плане верхней и нижней ячеек поясных сеток 3×3 м. Стержни несущей пространственной конструкции состоят из бесшовных горячекатаных труб диаметром ∅ 83×6, ∅108×6, ∅102×10, ∅127×8 мм, в торцы которых вваривают круглые гайки с резьбой для высокопрочных болтов М24, М30 и М36.

Цилиндрические оболочки нулевой гауссовой кривизны

Цилиндрические оболочки нулевой гауссовой кривизны (рис. 3.5.13) могут оказаться достаточно рациональными для большепролетных сооружений с прямоугольным планом [18, 36, 59]. На поверхностях нулевой гауссовой кривизны через любую точку поверхности проходит одна прямая, лежащая на поверхности, а вся поверхность лежит по одну сторону от касательной плоскости, при этом поверхность нулевой кривизны развертывается в плоскость

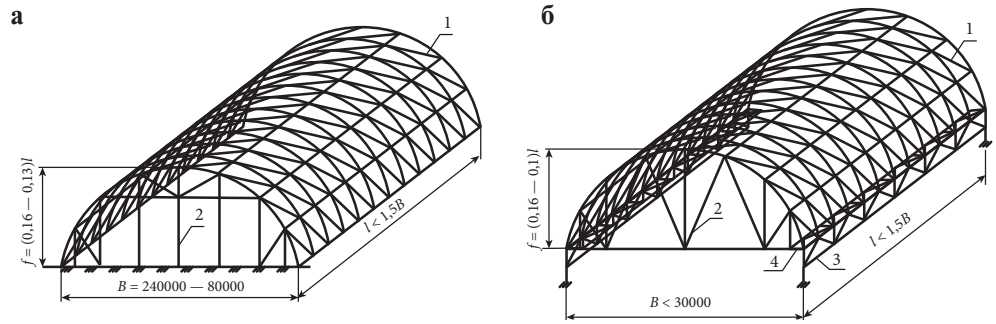


Рис. 3.5.13. Формы однопоясных сетчатых оболочек: *а*) цилиндрический свод; *б*) цилиндрическая оболочка: 1 — сетчатая оболочка; 2 — решетчатая диафрагма; 3 — вертикальный бортовой элемент; 4 — горизонтальный бортовой элемент

[60]. Цилиндрические оболочки могут быть однопоясными (однослойные) и двухпоясными (двухслойные). Однопоясные оболочки имеют сравнительно простое конструктивное решение, однако их пролет ограничивается возможной потерей устойчивости. Двухпоясные оболочки имеют две сетки, соединенные решетчатыми связями.

Основными элементами цилиндрических сводов, помимо сетчатой оболочки, являются бортовые элементы для покрытий, которые опираются на:

- стены, угловые колонны, торцевые арки или фермы (рис. 3.5.14 *а*);
- промежуточные опоры (рис. 3.5.14 *б*);
- ленточные фундаменты (рис. 3.5.14 *в*).

Однопоясные цилиндрические оболочки применяются при пролетах не более 30 м, двухпоясные не более 80 м. Стрелу подъема свода следует принимать 1/2—1/8 пролета. Высоту сечения стержневых элементов однослойной сетки принимают равной 1/80—1/200 пролета, а расстояние между поясами двухслойного сетчатого свода 1/30—1/50 пролета. Сетки стержней цилиндрической оболочки классифицируются на следующие виды:

- ромбическая — в каждом узле сопрягаются только четыре стержня (рис. 3.5.15 *а*);
- ромбическая с продольными ребрами (рис. 3.5.15 *б*);
- ромбическая с поперечными ребрами (рис. 3.5.15 *в*);
- раскосная — с поперечными и продольными ребрами (рис. 3.5.15 *г*).

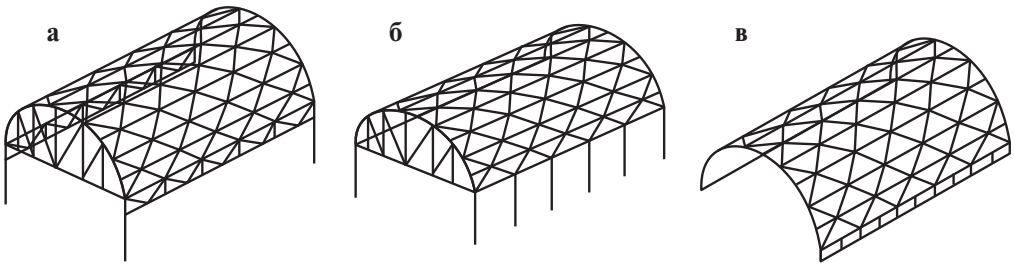


Рис. 3.5.14. Схемы опирания цилиндрических оболочек: *а*) на угловые колонны; *б*) на промежуточные стойки; *в*) на ленточные фундаменты

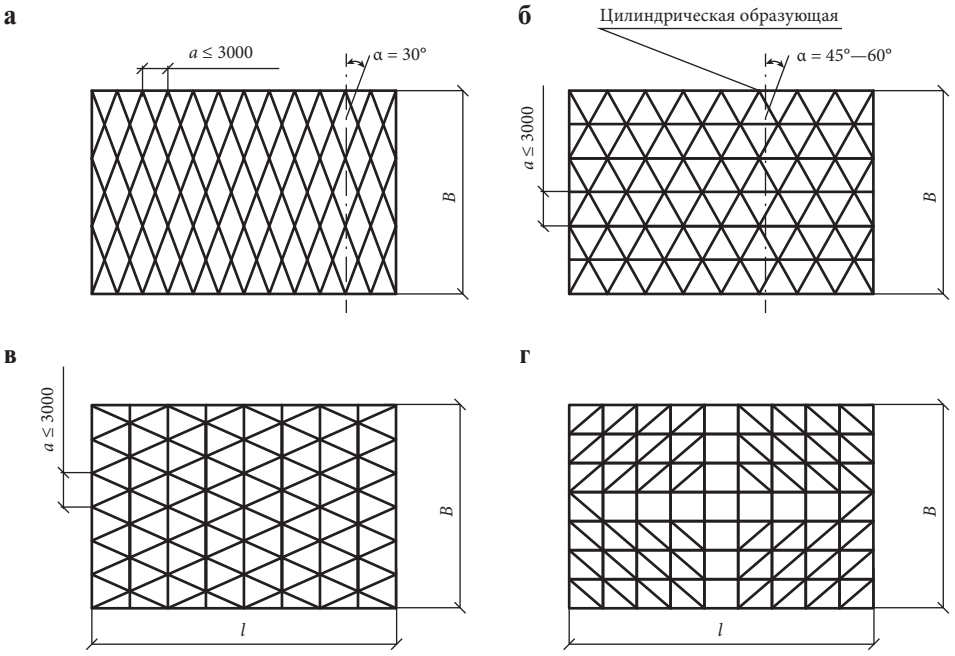


Рис. 3.5.15. Развертки поверхности системы сеток сетчатых оболочек: *а*) ромбическая; *б*) треугольная с продольными стержнями; *в*) треугольная с поперечными стержнями; *г*) раскосная

Ромбическая сетка получается из стержней, выполненных из прокатных профилей. Однако такая схема не обеспечивает необходимой жесткости в продольном направлении при передаче нагрузки на продольные стены. Жесткость конструкции значительно увеличивается при наличии продольных стержней, в этом случае конструкция работает как оболочка пролетом L. Опорой могут служить торцовые стены или колонны с торцовыми диафрагмами. Наиболее жесткими являются сетки с продольными и поперечными ребрами [18].

Пространственная работа длинных цилиндрических оболочек и их устойчивость обеспечивается за счет промежуточных диафрагм в виде арок с затяжками. Такие диафрагмы устанавливают с шагом L или $1{,}5L$ (L — пролет оболочки) и высотой поперечного сечения $1/40$ пролета.

Работа цилиндрического решетчатого свода зависит от типа и расположения промежуточных диафрагм и соотношения B/R или B/L, где B — расстояние между диафрагмами в продольном направлении, R — средний радиус кривизны диафрагмы, L — пролет свода. Если расстояние между диафрагмами больше пролета, то свод работает как балочная конструкция. При $1{,}67 < B/R < 5$ свод работает как балка с криволинейным поперечным сечением, при $B/R > 3$ напряжений по высоте сечения распределяются линейно. При $1{,}0 < B/R \le 1{,}67$ покрытие в средней части работает в большей степени в поперечном направлении с восприятием распора затяжками, продольными контурными элементами или стенами с контрфорсами, а у торцов его напряженно-деформированное состояние усложняется. При $B/R \le 1{,}0$ цилиндрический решетчатый свод

работает как оболочка. Покрытие, опертое на фундаменты по продольным сторонам, работает только в поперечном направлении с восприятием распора фундаментами [18].

Пример структурной цилиндрической оболочки покрытия комплекса спортивно-рекреационного назначения в Москве приведен на рис. 3.5.16. Покрытие размерами в плане 65,8 × 96 м законструировано в виде оболочки с затяжками в опорных узлах с опиранием по крайним продольным осям на монолитные железобетонные балки [61]. Структурная конструкция имеет четырехугольную сетку верхнего и нижнего поясов. Размеры ячеек верхней и нижней поясных сеток 3,185 × 3 м и 3,071 × 3 м соответственно. Высота конструкции по осям поясов 3 м. Стержневые элементы структурной оболочки законструированы из бесшовных горячекатаных труб сечением ∅60 × 4, ∅83 × 4, ∅95 × 4, ∅102 × 5, ∅127 × 8, ∅133 × 10, ∅159 × 10 мм. В структурной оболочке применены два типа узловых элементов системы «БрГТУ» — с шарами ∅212 × 16 и ∅280 × 20 мм, которые соединяются со стержнями болтами М24, М30 и М36. Для восприятия усилий распора в каждый опорный узел введена затяжка (шаг затяжек 3 м). Затяжки выполнены из бесшовных труб ∅121 × 10 мм. В пролете затяжка поддерживается пятью подвесками из круглых труб сечением ∅60 × 4 мм.

Сводчатая конструкция покрытия над летним концертным залом приведена на рис. 3.5.17 [62]. Элементы структуры приняты из круглой трубы сечением ∅108 × 10 мм, ветви колонн — ∅219 × 10 мм.

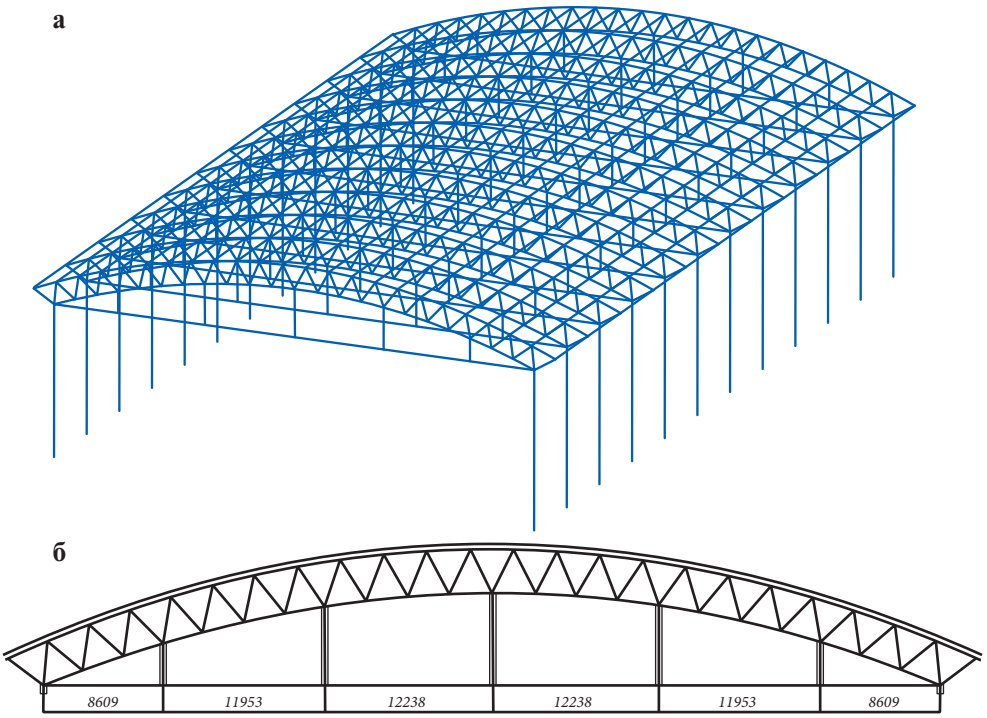


Рис. 3.5.16. Пример структурной цилиндрической оболочки покрытия: *а*) расчетная модель; *б*) монтажная схема элементов покрытия

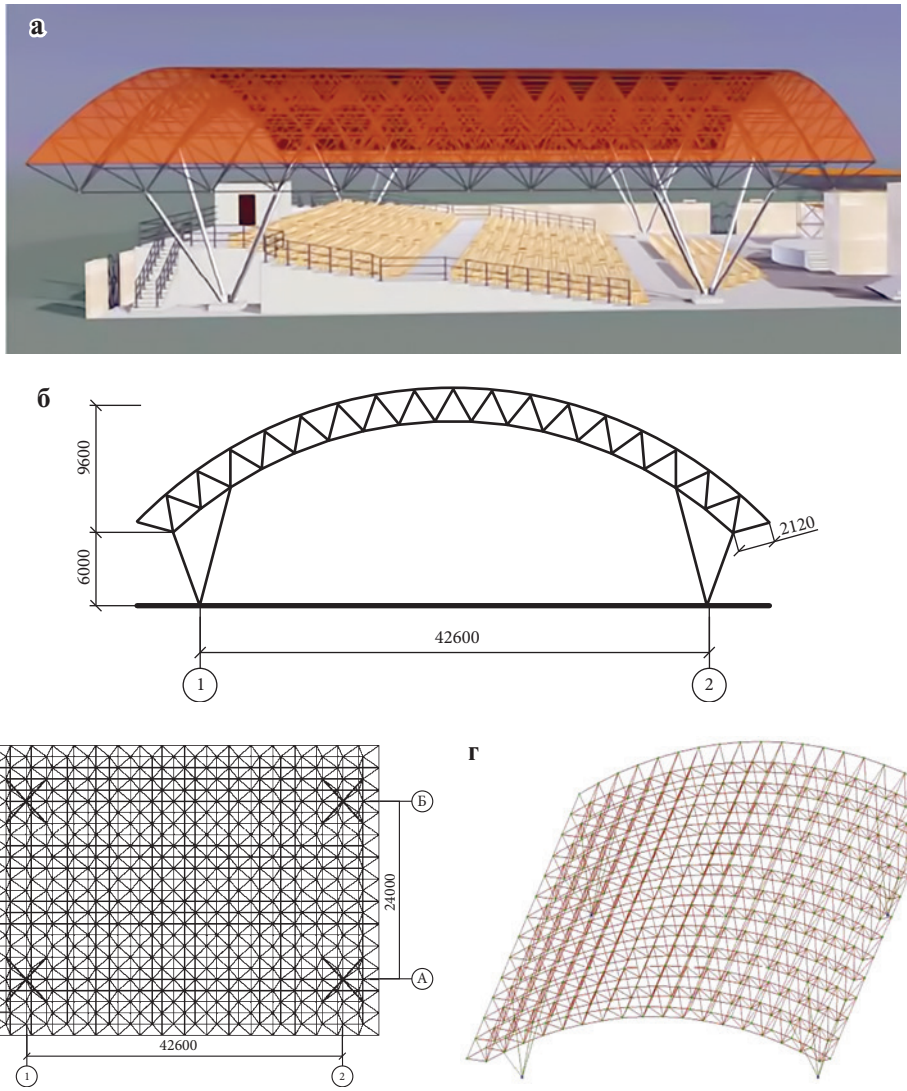


Рис. 3.5.17. Пример структурной цилиндрической оболочки покрытия (сводчатой): *а*) общий вид; *б)* поперечный разрез покрытия; *в*) план покрытия; *г*) пространственная конечно-элементная расчетная схема

Сетчатые оболочки двойной кривизны

Сетчатые оболочки двойной кривизны имеют различные формы поверхности, конфигурацию в плане и выполнены из большого количества однотипных стержневых элементов и узлов (рис. 3.5.18).

На всех поверхностях в любой точке имеется два ортогональных направления, где кривизна поверхности достигает максимума и минимума. На поверхностях положительной гауссовой кривизны отсутствуют направления с нулевой кривизной, т. е. на поверхности отсутствуют прямые линии, и она лежит по одну сторону от касательной плоскости [60]. На поверхностях отрицательной гауссовой кривизны через любую точку проходят две прямые, лежащие

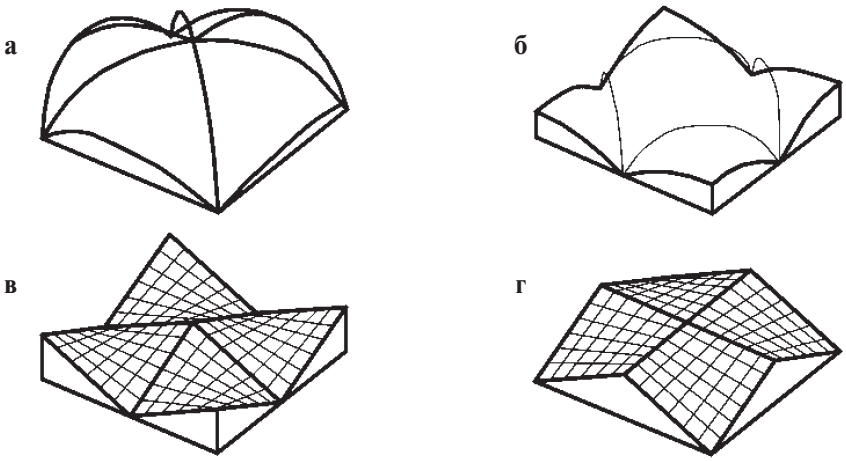


Рис. 3.5.18. Примеры сетчатых оболочек двойной кривизны: *а*, *б*) положительной гауссовой кривизны; *в*, *г*) отрицательной гауссовой кривизны

на поверхности, а поверхность этими прямыми разделяется на части, лежащие по разные стороны от касательной плоскости [60].

Геометрия поверхности определяет несущую способность и устойчивость оболочки, ее деформативность и способ передачи усилий на нижележащие конструкции, технико-экономические показатели и эстетическую выразительность. Сетчатые оболочки двойной кривизны могут быть одно- и двухслойными. Однослойные оболочки следует проектировать с жесткими узлами, а двухслойные — с шарнирными [18]. Для образования поверхности оболочки используют сетки с треугольными, квадратными или ромбическими ячейками (рис. 3.5.9). Оболочки могут опираться на фундаменты на уровне земли, стены или колонны. Конструктивное решение узлов сетчатых оболочек принимается аналогично перекрестно-стержневым плитам (рис. 3.5.11 *а* — *е*).

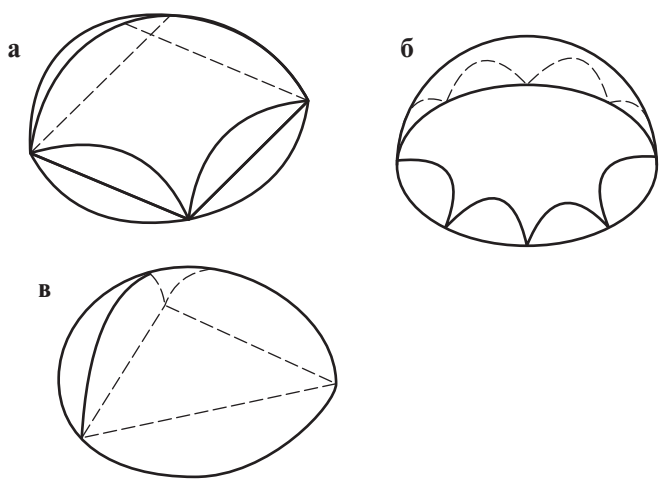


Рис. 3.5.19. Сетчатые оболочки положительной гауссовой кривизны: *а*) на треугольном плане; *б*) на квадратном плане; *в*) на многоугольном плане

Оболочки положительной гауссовой кривизны получаются обрезкой сферической или эллипсоидной поверхности по квадратному, треугольному или овальному планам (рис. 3.5.19). Наибольшее распространение получили оболочки положительной гауссовой кривизны на круговом плане, называемые куполом [38].

Одним из основных способов построения сетки является нанесение на исходную поверхность правильной сети Чебышева. При пролетах до 30 м целесообразны однослойные оболочки, до 150 м — двухслойные [18]. При этом оптимальное соотношение пролета к длине равно 1,0, однако данное соотношение допускается увеличивать до 1: 1,5. Стрела подъема оболочки принимается 1/4—1/10 пролета. Расстояние между поясами двухслойной оболочки должно быть 1/30—1/80 пролета. По периметру оболочек должны устанавливаться диафрагмы в виде арок, ферм или контурных криволинейных ребер (рис. 3.5.20). Арки и фермы применяются при опирании покрытия по углам на четыре колонны. Также применяются контурные криволинейные ребра в случае частого расположения колонн по периметру здания или при опирании оболочки на стены. Высота поперечного сечения контурных элементов назначается 1/60 пролета. Помимо вертикальных нагрузок диафрагмы воспринимают горизонтальные воздействия от оболочки. При расчетах на прочность и устойчивость необходимо учитывать, что при нагружении оболочки верх расположенных ниже опорных конструкций (колонны, стены) испытывает боковое смещение.

Сетчатые оболочки отрицательной гауссовой кривизны образуются поверхностью гиперболического параболоида (рис. 3.5.21 *а*) на квадратном, ромбическом, овальном или другом плане. Гиперболический параболоид (гипар) — это поверхность переноса, образуемая параллельным перемещением

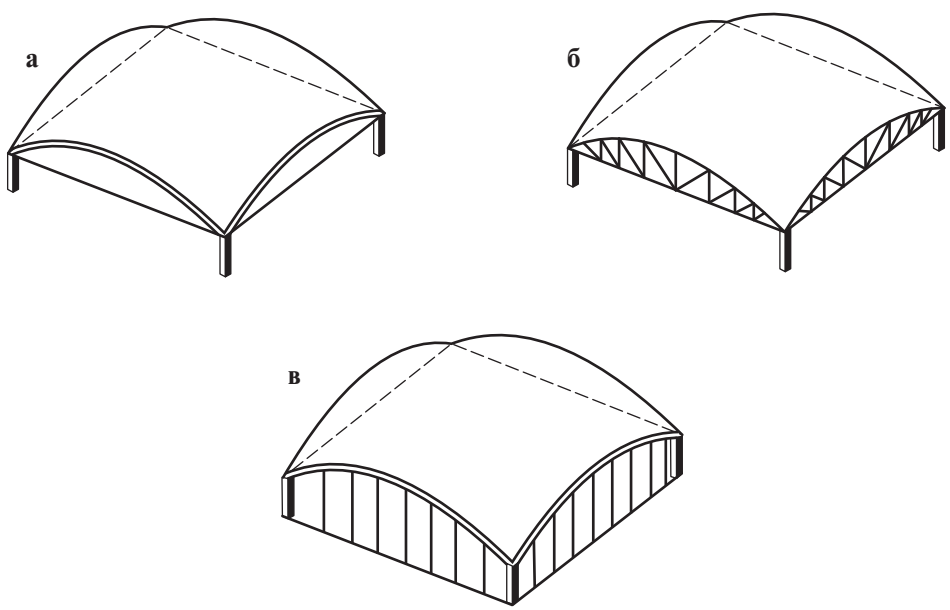


Рис. 3.5.20. Виды диафрагм по контуру сводчатых оболочек: *а*) арочные; *б*) ферменные (решетчатые); *в*) в виде криволинейных ребер

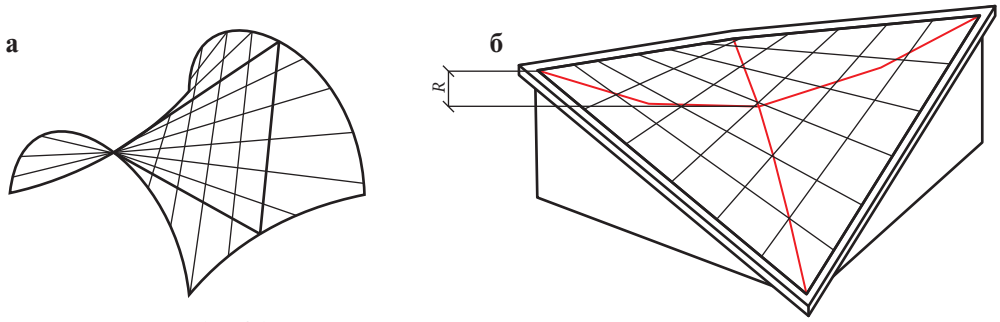


Рис. 3.5.21. Оболочка отрицательной гауссовой кривизны:
а) поверхность оболочки; *б*) оболочка с контурными элементами

вогнутой параболы (образующей), по выпуклой параболе (направляющей). Несмотря на двойную кривизну, на поверхности можно выделить два направления, где линии всегда прямые. Однослойные оболочки применяются при пролетах до 18 м, а двухслойные — до 100 м [18]. Стрела подъема оболочки назначается в интервале $f = 1/4—1/10$ пролета (рис. 3.5.21 *б*), а расстояние между поясами двухслойной оболочки составляет порядка 1/30—1/80 пролета. По контуру оболочек предусматриваются наклонные (коньковые) ребра (рис. 3.5.21 *б*). Горизонтальный размер сечения ребер принимается 1/50—1/60 пролета, а вертикальный принимается 1/25—1/30 пролета при наличии стоек по периметру.

Нижние узлы опорного контура покрытия в форме гиперболического параболоида соединяются затяжкой или в этих точках устраиваются пилоны для восприятия распорного усилия (рис. 3.5.22 *а*). Гипар под равномерной нагрузкой работает на сдвиг. Данные сдвигающие усилия приводят в провисающем направлении к растягивающим диагональным усилиям, а в выпуклом направлении — сжимающим [18]. Устойчивость сетчатых гипаров обеспечивается бортовыми элементами с затяжкой или пилонами (рис. 3.5.22 *б*).

Примером реализации большепролетных конструкций для перекрытия общественных пространств является «Стеклянная кора» парка «Зарядье» в Москве. Покрытие «Стеклянной коры» представляет собой однослойную сетчатую оболочку свободной формы и имеет габаритные размеры 130 × 80 м (рис. 3.5.23 *а* — *б*). Несущие конструкции покрытия спортивного комплекса

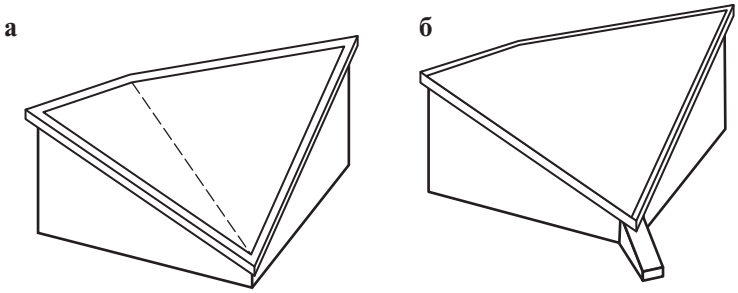


Рис. 3.5.22. Варианты восприятия распорных усилий оболочками отрицательной гауссовой кривизны: *а*) затяжкой; *б*) пилонами

размером 36 × 72 м в г. Кызыл выполнены в виде сетчатой оболочки двоякой кривизны (рис. 3.5.23 *в*). Архитектурно выразительные конструкции применены при строительстве выставочного павильона для восьмой Экспо-выставки цветов в 2001 г. в Чанчжоу (Китай) (рис. 3.5.23 *г*). Здание аэровокзального

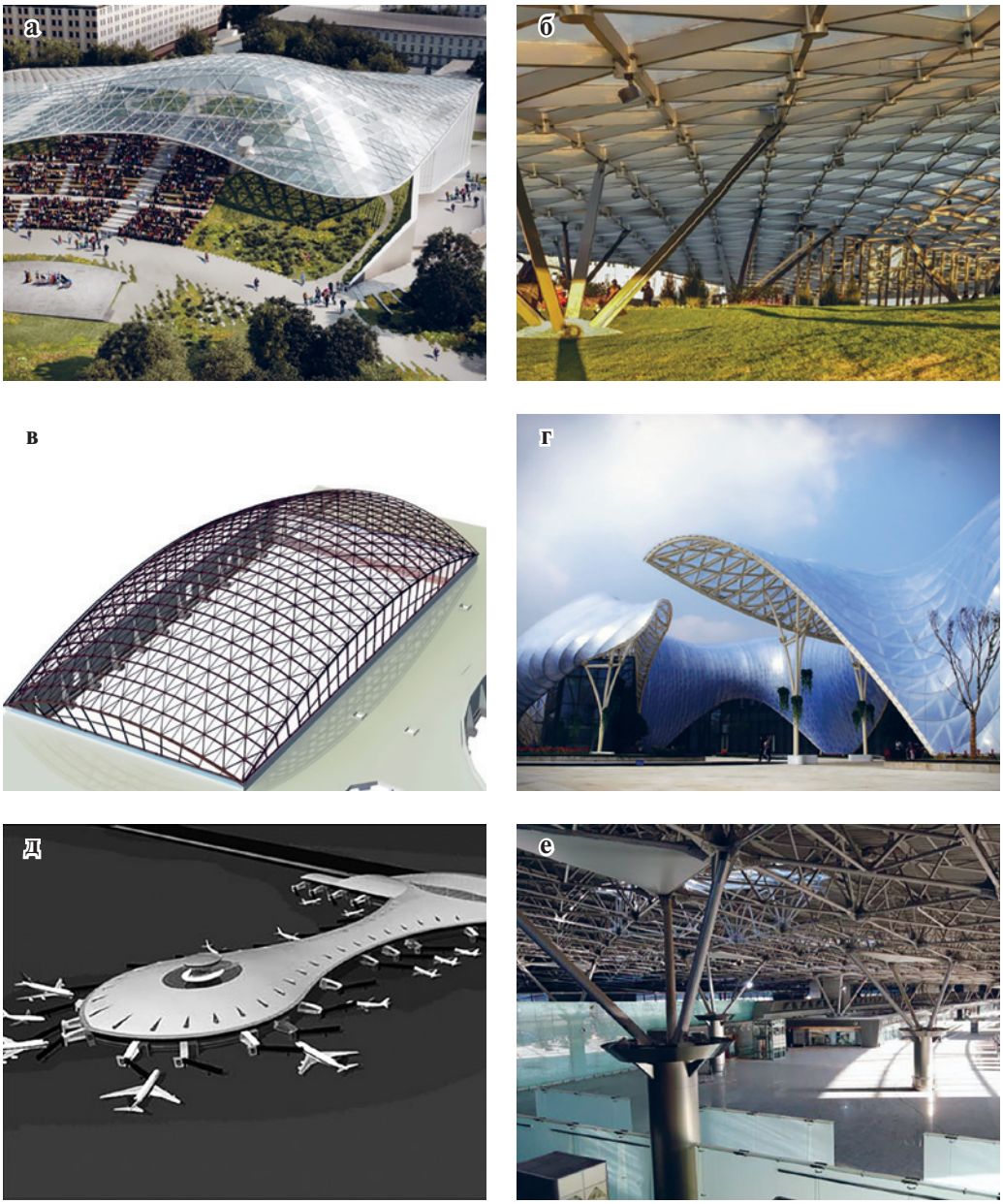


Рис. 3.5.23. Примеры конструкций с применением сетчатых оболочек: *а*) общий вид «Стеклянной коры»; *б*) вид изнутри «Стеклянной коры»; *в*) покрытие спортивного комплекса размером 36 × 72 м; *г*) восьмая Экспо-выставка цветов в Чанчжоу; *д*) покрытие аэропорта «Внуково-1»

комплекса «Внуково-1» в Москве имеет сложную криволинейную конфигурацию в плане и по высоте при следующих габаритах: длина — около 600 м, ширина — от 70 до 380 м (рис. 3.5.23 *д*). Покрытие состоит из 13 температурных блоков. Конструкция покрытия представляет собой двухпоясную сетчатую оболочку, состоящую из треугольных ячеек с длинами сторон 7—8,5 м. Каждая сторона — это плоская сварная ферма из круглых труб высотой 2,5 м [63]. Оболочка опирается на железобетонные колонны. Сетчатая оболочка в совокупности с пучками наклонных стоек образует пространственную раму в пределах температурного блока. В отечественной и мировой практике строительства насчитывается большое количество примеров применением сетчатых оболочек для спортивных, выставочных объектов, транспортных зданий и сооружений (аэропорты, транспортно-пересадочные узлы, покрытия над эстакадами, перронами и др.), музеев, театров, концертных залов, торгово-развлекательных центров и т. д. [64].

Купола

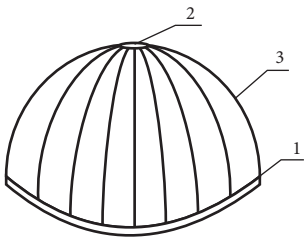


Рис. 3.5.24. Конструктивная схема купола:
1 — нижний опорный контур; 2 — верхний опорный контур; 3 — оболочка

Купола — это пространственно-стержневая оболочка положительной гауссовой кривизны, состоящая из нижнего опорного контура и стержневой оболочки. В верхней части купола может устраиваться верхний опорный контура в виде кольца (рис. 3.5.24). Купола могут перекрывать пролеты более 200 м. В плане купола бывают круглого, овального очертания или в виде правильного многоугольника. Купола имеют сферическую, эллиптическую, стрельчатую, коническую и зонтичную форму (разделенную на вспарушенные секторы) поверхности. Стержневые купола бывают однопоясными и двухпоясными.

Купола классифицируются по конструктивной схеме на ребристые (рис. 3.5.24), ребристо-кольцевые и сетчатые (рис. 3.5.25) [18, 59].

Ребристый купол (рис. 3.5.24) состоит из радиальных ребер, объединенных между собой в нижней части опорным кольцом, работающим на растяжение, а в вершине купола — верхним кольцом, работающим на сжатие. Радиальные ребра могут быть шарнирно соединены с кольцевыми прогонами. На рис. 3.5.25, а приведены ребристо-кольцевые купола. Их основное отличие от ребристых заключается во включении в работу кольцевых прогонов. Кольца в ребристо-кольцевых куполах воспринимают усилия растяжения и сжатия, обеспечивая общую устойчивость, уменьшая расчетную длину из плоскости, изгибающие моменты и продольные усилия в радиальных ребрах. Ребристые и ребристо-кольцевые купола проектируются в виде пологих систем наружным диаметром $D = 24—100$ м со стрелой подъема $(1/5—1/8)\ D$, высота ребер принимается $(1/60—1/100)$ D, шаг ребер по наружному диаметру 6—12 м в зависимости от значения диаметра [59]. Такие конструктивные схемы рекомендуется применять при относительно небольших пролетах покрытия. Другие типы

куполов более рациональны по статической работе, но приводят к повышению трудоемкости изготовления и монтажа.

Дальнейшим развитием ребристо-кольцевых куполов является купол Шведлера (рис. 3.5.25 *б*), отличие которого заключается в том, что связи ставят в каждой четырехугольной ячейке. При этом существенно повышается жесткость купола и диаметр может достигать 200 м.

Основные схемами сетчатых куполов являются ребристо-кольцевая со связями в каждой ячейке (рис. 3.5.25 *б*), звездчатая, схема Кайвитта, купол на основе ромбической сети [38, 49, 50, 65].

Звездчатая система [66], которую еще называют куполом Феппля, получается из ребристо-кольцевой системы со связями в каждой ячейке (купол Шведлера) путем поворота каждого горизонтального кольца на угол π/n, где n — число граней купола (рис. 3.5.25 *д*). Недостатки схем Шведлера и Феппля заключаются в концентрации большого количества элементов по верху и уменьшении углов между стержнями, что приводит к сложным узлам сопряжения.

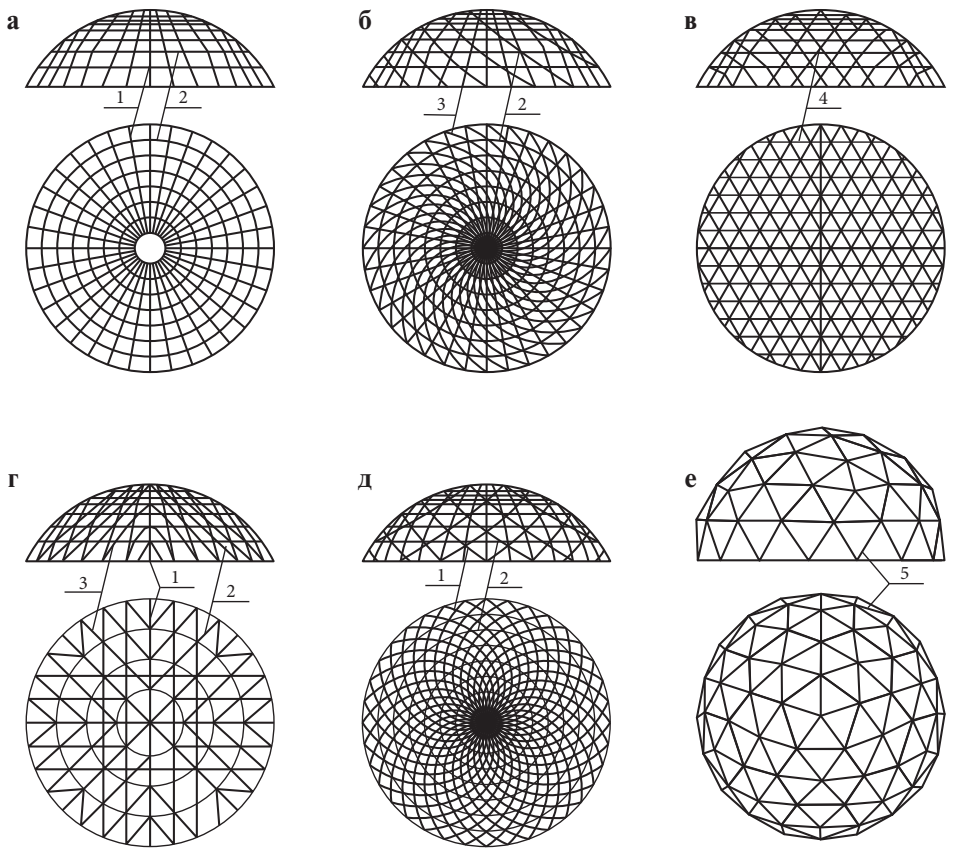


Рис. 3.5.25. Геометрические схемы куполов: *а*) ребристо-кольцевая; *б*) ребристо-кольцевая со связями; *в*) сетчатый на основе ромбической сети; *г*) схема Кайвитта; *д*) звездчатая система; *е*) геодезический купол; 1 — радиальные ребра; 2 — кольцевые прогоны; 3 — связи; 4 — полуарки; 5 — стержневой элемент геодезического купола

В системе Кайвитта этот недостаток устранен (рис. 3.5.25 *г*). В зависимости от диаметра купола данная схема состоит из 6—12 секторов. Основание сектора делится на равные отрезки, число которых равно числу кольцевых сечений. В каждом последующем кольцевом сечении сектора число отрезков уменьшается на единицу, каждый сектор в этом случае равномерно разбит на треугольные ячейки с параллельными ребрами одинакового размера.

Купола на основе ромбической сети образуются системой полуарок, расположенных в трех направлениях (рис. 3.5.25 *в*). Эта схема построения образует наиболее равномерную сеть [38].

Геодезические купола (рис. 3.5.25 *е*) строятся на основе многогранников в виде икосаэдра (рис. 3.5.26 *а*) или додекаэдра (рис. 3.5.26 *б*).

Первичная разбивка сети производится по геодезическим линиям, проведенным через вершины вписанных многогранников (рис. 3.5.27 *а — б*). В зависимости от членения сферических треугольников на мелкие ячейки могут быть получены треугольные, пяти-, шестиугольные и ромбического вида сетки (рис. 3.5.27 *в*). Для двухслойных куполов возможны решения, когда наружную сетку принимают треугольной, а внутреннюю — шестиугольной.

Однопоясные сетчатые купола могут быть до 150 м в диаметре, двухпоясные — до 600 м [59]. При этом высота сечения принимается около 1/150—1/100 диаметра.

Отношение высоты купола $h_к$ диаметру D следует принимать $h/D = 1/8—1/2$. В радиальном направлении очертание поверхности купола наиболее рационально принимать круговым [18].

Для однослойных куполов элементы применяют из сплошных прокатных или сварных профилей, для двухслойных — из сквозных в виде ферм с параллельными поясами, соединенными решеткой. Двухслойные сетки рекомендуются для куполов диаметром более 40 м.

В элементах купола внутренние усилия в основном сжимающие. Растягивающие усилия возникают в кольцевых и связевых элементах у наружного контура,

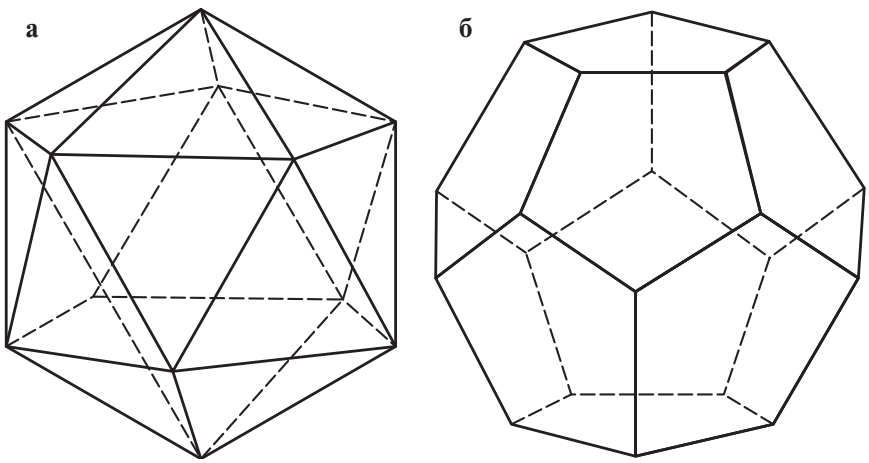


Рис. 3.5.26. Многогранники: *а*) икосаэдр; *б*) додекаэдр

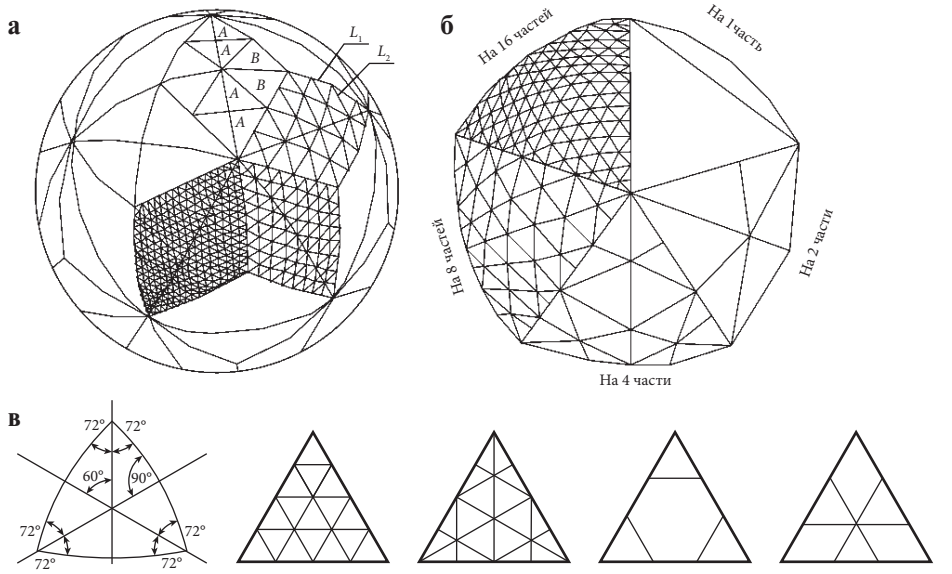


Рис. 3.5.27. Схемы построения геодезических куполов: *а*) на основе сети додекаэдра; *б*) на основе сети усеченного икосаэдра; *в*) варианты заполнения сферических треугольников (A — D — типы разбивок)

небольшие изгибающие моменты появляются в местах сопряжения с контурами [18]. Высоту сечения стержневых элементов однослойной сетки принимают 1/200—1/80 пролета, для сетчатых куполов — 1/250 пролета. Расстояние между поясами двухслойного купола принимается 1/60—1/30 пролета, для большепролетных куполов — 1/100 пролета. Рекомендуемая гибкость стержней $\lambda \leq 80$—90, оптимальное расстояние между поясами составляет до 2,5 м. Диаметр верхнего кольца купола формируется с учетом возможности размещения узлов сопряжения опирающихся полуарок. Диаметр d верхнего кольца принимают равным 1/7—1/20 диаметра купола. Для повышения жесткости и устойчивости при значительных размерах верхнего кольца его развязывают внутренними связями. Верхнее кольцо воспринимает сжимающие усилия, однако при несимметричном приложении нагрузок в нем возникают изгибающие и крутящие моменты. Нижнее кольцо формируется в виде многоугольника. При частом расположении ребер возможно устройство круглого кольца. Жесткое многоугольное кольцо опирается в углах шарнирно на периметрально качающиеся (маятниковые) колонны или подвижные в двух направлениях опорные части. Общая устойчивость покрытия обеспечивается связями в четырех диаметрально расположенных панелях между колоннами. Нижнее кольцо воспринимает растягивающие усилия от распора купола и на фундамент передаются только вертикальные нагрузки. При несимметричных нагрузках в нижнем кольце возникают изгибающие и крутящие моменты. Нижнее кольцо выполняется в виде двутавра для однослойных куполов (рис. 3.5.28 *а*) или решетчатой фермы для двухслойных куполов (рис. 3.5.28 *б*) [67].

При проектировании куполов обязательным является расчет с учетом геометрической нелинейности пространственной системы на различные виды

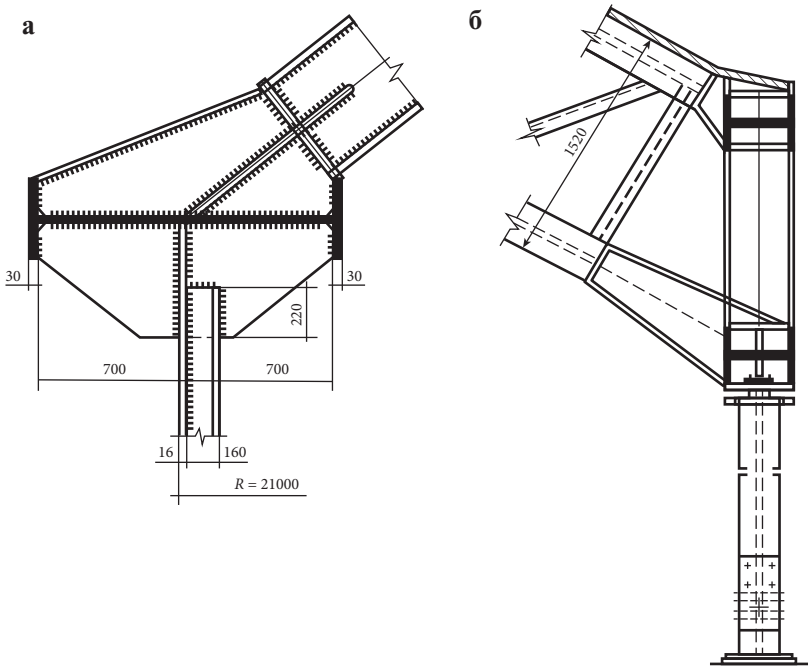


Рис. 3.5.28. Пример решения нижнего опорного кольца:
а) для однослойных куполов; *б*) для двухслойных куполов

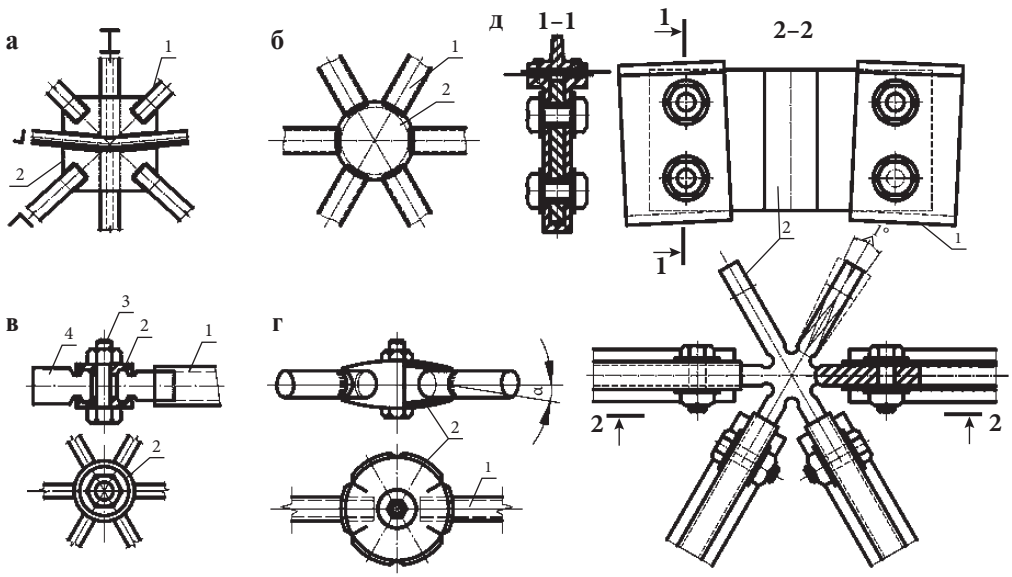


Рис. 3.5.29. Узлы однопоясных сетчатых куполов: *а*) с плоскими штампованными фасонными деталями; *б*) со сферической пустотелой фасонкой; *в*) система «Цейсс»; *г*) со штампованной сферической фасонкой; *д*) система ЦНИИ Проектстальконструкция: 1 — стержневые элементы; 2 — узловые элементы; 3 — болты; 4 — наконечник

нагружений и воздействий, в том числе монтажных [18, 38]. Узловые решения также влияют на эффективность конструкции купола. Конструкция узлов должна обеспечивать требуемую несущую способность при малой металлоемкости и низкой трудоемкость изготовления и монтажа. Узлы классифицируются на болтовые, сварные и комбинированные. Конструктивное решение узлового соединения зависит от геометрической схемы купола (рис. 3.5.29). Ребра соединяются в узлах с кольцом жестко, поэтому в них совместно с нормальными усилиями появляются изгибающие и крутящие моменты. Для уменьшения моментов необходимо центрирование осей элементов в узлах. На рис. 3.5.29 представлены варианты узловых решений однопоясных сетчатых куполов.

Для исключения прощелкивания узлов под нагрузкой в однослойных сетчатых куполах следует применять узлы, имеющие повышенную жесткостью по направлению нормальному к поверхности оболочки. При проектировании сетчатых куполов используются узловые соединения, применяемые в плоских стержневых конструкциях (рис. 3.5.8). Наиболее сложным и ответственным узлом куполов всех типов является узел примыкания радиальных элементов к нижнему и верхнему кольцам.

Примеры пространственно-стержневых систем

Одним из примеров пространственной стержневой системы служит покрытие над трибунами стадиона «Лужники» запроектированное в виде пологого усеченного купола-оболочки (наружные размеры 224 × 183 м, вылет козырька 63,5 м). Несущие конструкции выполнены в виде системы радиально-кольцевых ребер, опирающихся на наружные и внутренние опорные кольца (рис. 3.5.30 *а*). Покрытие парковочно-поворотного устройства (трансбордера) электродепо Московской монорельсовой транспортной системы выполнено стальным сетчатым куполом диаметром 50 м (рис. 3.5.30 *б*) [68]. Большепролетное сферическое купольное покрытие здания дворца игровых видов спорта в Екатеринбурге вместимостью 5000 зрителей представляет собой эллипс с осями в плане 68 × 84 м (рис. 3.5.30 *в* — *г*) [69]. Здание «Ангар-7» в аэропорту Зальцбурга (Австрия) представляет собой ребристый купол размерами 100 × 67 м, высотой 14,5 м (рис. 3.5.30 *д* — *е*), элементы конструкций которой выполнены из круглых труб. Общая металлоемкость конструкций ангара составила 1200 тонн. Примером реализации купольных конструкций в виде однопоясной сетчатой оболочки является здание комплекса «Jewel» в аэропорту Сингапура с 40-метровым водопадом (рис. 3.5.30 *ж* — *и*).

3.5.2. Методы расчета

Расчет перекрестных систем

Покрытие из перекрестных систем (рис. 3.5.31) разделяют на следующие несущие конструкции: контурные, внутренние основные и внутренние дополнительные. Контурные и внутренние несущие элементы выполняются из балок или решетчатых конструкций.

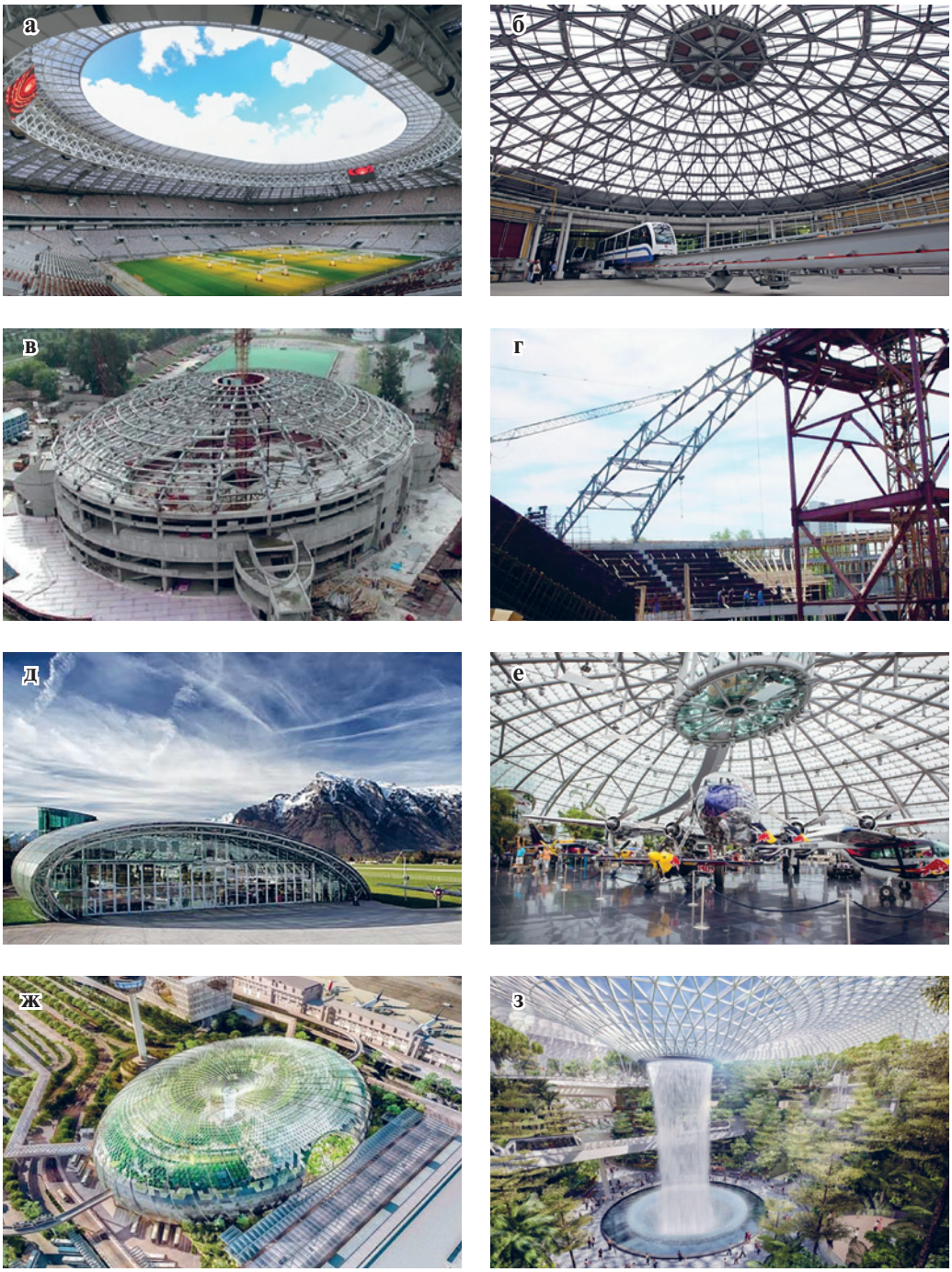


Рис. 3.5.30. Примеры реализации купольных конструкций: *а*) покрытие над трибунами стадиона «Лужники» в Москве; *б*) покрытие парковочно-поворотного устройства (трансбордера) электродепо Московской монорельсовой транспортной системы; *в*, *г*) купольное покрытие здания дворца игровых видов спорта в Екатеринбурге вместимостью 5000 зрителей; *д*, *е*) здание «Ангар-7» в аэропорту Зальцбурга (Австрия); *ж*, *и*) здание комплекса «Jewel» в аэропорту Сингапура

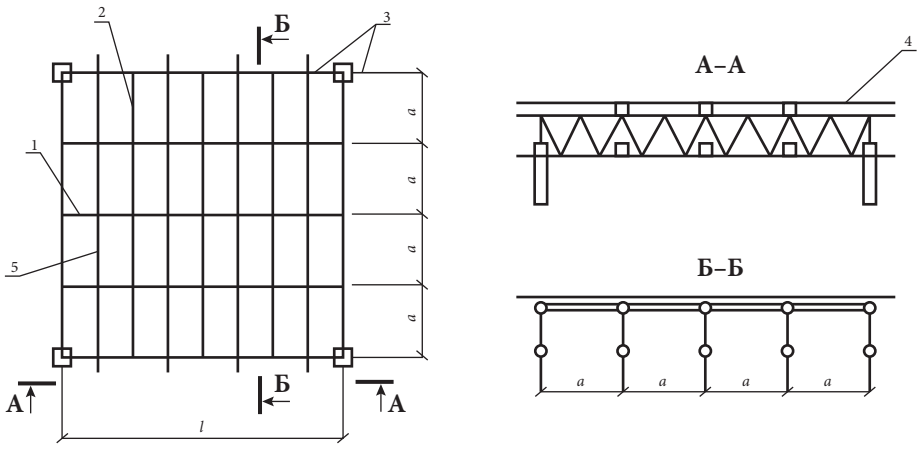


Рис. 3.5.31. Перекрестная система покрытия: 1, 2 — внутренние основные несущие элементы; 3 — контурные несущие элементы; 4 — ограждение; 5 — внутренние дополнительные несущие элементы

Перекрестные системы покрытия являются статически неопределимыми. Узловые соединения в расчетной схеме следует принимать шарнирными. Расчеты возможно выполнять с использованием программных комплексов или приближенными способами как системы, состоящей из неразрезных балок на упруго оседающих опорах (рис. 3.5.32). Основные предпосылки для приближенных расчетов перекрестных систем указаны в п. 18.3.2 СП 294.1325800, а методы их расчета подробно изложены в [59].

Усилия во внутренних элементах одинаковой жесткости для квадратных покрытий с числом ячеек на стороне от 4 до 6, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой и имеющих сплошное опирание по контуру (рис. 3.5.33), определяются по формулам:

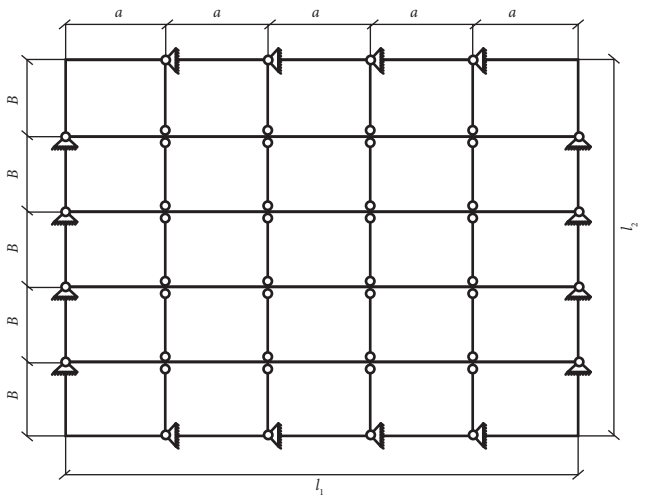


Рис. 3.5.32. Расчетная схема перекрестной системы покрытия, состоящая из главных и второстепенных балок

- максимальный изгибающий момент: $M = \alpha p a l^2$, (3.5.1)
- погонная нагрузка на элемент: $q = \beta p a$, (3.5.2)

где α, β — коэффициенты по таблице 3.5.1; p — нагрузка на покрытие; l — сторона покрытия; $a = 1/n$ — размер ячейки; n — число ячеек на стороне покрытия.

Значения параметров α и β определены в табл. 3.5.1.

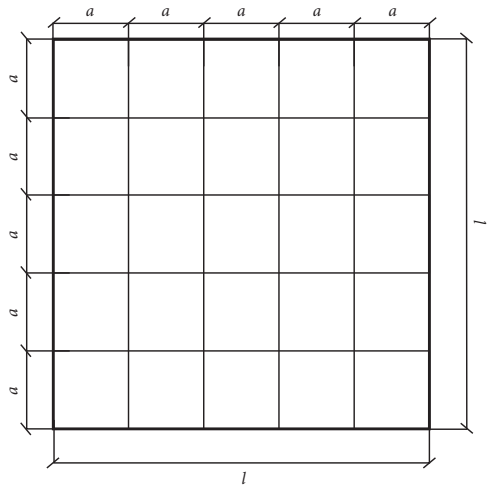


Рис. 3.5.33. Схема покрытия из перекрестных элементов с регулярной квадратной сеткой

Таблица 3.5.1.

Значения параметров α и β

Число ячеек на стороне покрытия	Коэффициенты	Значения коэффициентов (увеличенные в 10^4 раз) для внутренних балок, находящихся от ближайшей параллельной контурной балки на расстоянии		
		a	2a	3a
4	α	520	703	520
	β	4150	5620	4150
5	α	395	686	686
	β	3160	5550	5550
6	α	366	654	794
	β	2930	5230	6350

При равномерной нагрузке внутренние основные элементы, расположенные ближе к середине покрытия, нагружены больше, чем элементы, близкие к контуру. Для выравнивания усилий (рис. 3.5.33) отношение площадей сечений контурных A_e и внутренних A_i элементов при числе ячеек n должно находиться в интервале:

$$\frac{A_e}{A_i} = 0,5n \ldots 0,5\,(n+2). \quad (3.5.3)$$

Балочные покрытия используются при пролетах в двух направлениях по 18—24 м и нагрузках на покрытие до 4 кН/м^2. В ферменных покрытиях основными элементами являются фермы, дополнительными — прогоны. Пересечение внутренних ферм между собой и примыкание к контуру осуществляется в узлах. Соединение элементов выполняется болтами нормальной точности, высокопрочными или на сварке. На рис. 3.5.34 (СП 294.1325800) изображено пересечение ферм из прямоугольных профилей. В этом случае фермы поперечного направления имеют полную заводскую готовность, а продольного — отсоединенный нижний пояс для возможности его монтажа.

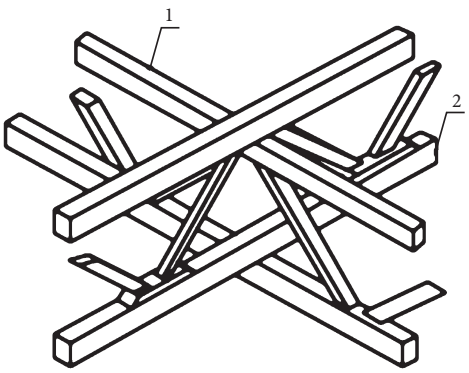


Рис. 3.5.34. Фрагмент пересечения элементов перекрестной системы:
1 — фермы поперечного направления;
2 — фермы продольного направления

Расчет структурной конструкции

Расчет структурной конструкции (рис. 3.5.35) производится по недеформированной схеме без учета физической нелинейности работы стали. Расчетную схему следует принимать в виде пространственно-стержневого блока. Рекомендуется рассматривать типовую ячейку (блок), покрытие которой опирается на четыре колонны. Поясные элементы в расчетной схеме принимать неразрезными. На рис. 3.5.35 приведены структурные конструкции с регулярной (в каждой ячейке имеются раскосы) и нерегулярной решетками (в некоторых ячейках раскосы отсутствуют).

Для конструкций с регулярной решеткой необходимо принимать шарнирно-стержневую расчетную схему с узловыми нагрузками. Изгибающие моменты в продольных сжато-изогнутых поясах определяются согласно СП 294.1325800.

Крепление профилированного настила к верхнему поясу структуры должно обеспечивать его устойчивость из плоскости действия момента, в противном случае необходимо проверять устойчивость в обеих плоскостях. При расчете на устойчивость сжато-изгибаемых элементов поясов значение изгибающего момента M при определении эксцентриситета $e = M/N$ принимается наибольшим из значений в пределах средней трети длины панели. Контурные верхние сжато-изогнутые пояса рассчитываются на устойчивость в центральных панелях с наибольшей продольной силой, а также в первой и второй панелях от опоры. Изгибающий момент следует принимать максимальным в пределах ближайшей к опоре трети длины панели. Контурные двутавровые пояса в крайней и во второй от опоры панелях и их крепление в опорном узле необходимо проверять по условию прочности по СП 16.13330. При этом в формуле (105) СП 16.13330.2017 значения изгибающих моментов M_x и M_y следует

принимать с учетом всех нагрузок и условий закрепления пояса: для крайней панели — в сечении у опоры, для второй панели — у первого узла от опоры блока. Расчетную длину l_{ef} сжато-изогнутых двутавровых поясов необходимо принимать 0,85l (l — геометрическая длина панели). Расчет на устойчивость верхних контурных поясов из одиночных уголков при действии узловой нагрузки следует выполнять как центрально сжатых элементов в соответствии с п. 7.1.3 СП 16.13330.2017.

Приопорные панели верхнего пояса необходимо рассчитывать на устойчивость в плоскости наименьшей жесткости при действии продольной силы и изгибающего момента от внецентренно передаваемой на опору структуры горизонтальной нагрузки. Расчет следует выполнять в соответствии с п. 9.2.2 СП 16.13330.2017. При этом изгибающий момент M принимается

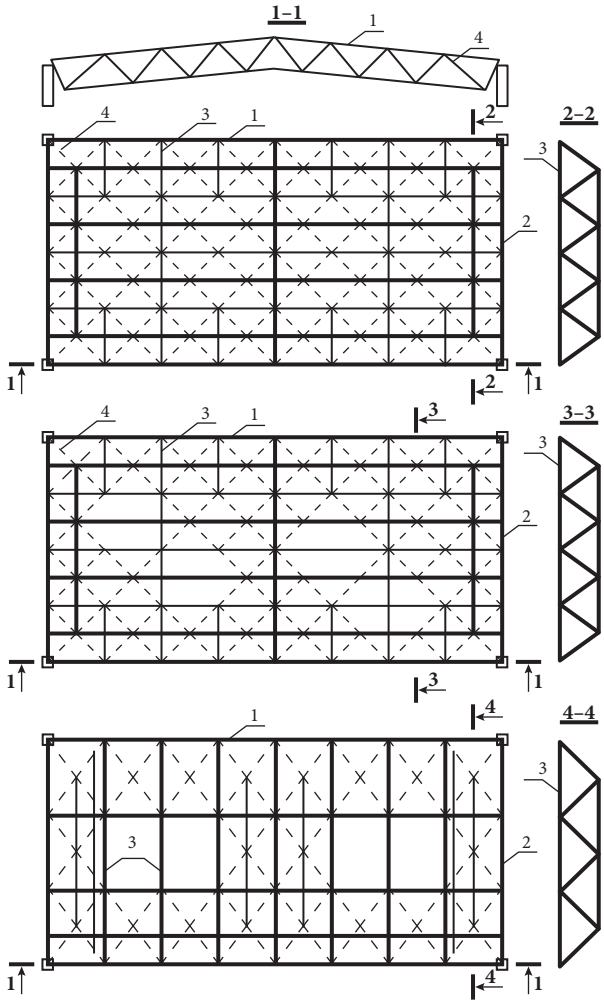


Рис. 3.5.35. Схемы структурных конструкций: —— — верхние пояса; – – — раскосы; —— — нижние пояса; 1 — балочные элементы верхнего пояса; 2 — верхние пояса торцевых ферм; 3 — распорки верхнего пояса; 4 — сжатые раскосы приопорной зоны

максимальным в пределах длины панели, расчетная длина $l_{ef} = 0{,}85l$ при радиусе инерции $i = i_{min}$. Устойчивость пояса из плоскости действия момента при отсутствии внеузловой нагрузки проверять не следует.

Расчет на прочность нижнего пояса выполняется в ослабленных сечениях стыков и узлов. Расчет на прочность элементов, присоединенных в узлах двумя полками на болтах с симметричным расположением отверстий на полках на расстоянии от обушка $2z_0$, выполняется как центрально растянутых в соответствии с п. 7.1.1. В остальных случаях расчет выполняется согласно п. 7.1.2 СП 16.13330.2017, при этом значения коэффициента γ_c в формуле (6) СП 16.13330.2017 принимается по таблице 50 СП 294.1325800.2017, а площадь сечения элемента A_n в формулах (5) и (6) СП 16.13330.2017. Методы расчета структурных конструкций подробно описаны в [56, 70—72]. Пример расчета структурной плиты приведен в разделе 3.8 настоящего учебника.

При расчете структурных конструкций с использованием вычислительных программных комплексов расчетная схема принимается в виде пространственно-стержневой системы с шарнирным сопряжением всех элементов. Однако в некоторых узлах может наблюдаться частичное защемление стержней, поэтому имеется вероятность работы стержней с эксцентриситетом. Использование современных программных комплексов для расчета структур позволяет учесть упругое защемление стержней и эксцентриситеты в узлах сопряжения, при этом расчет может выполняться с учетом физической нелинейности работы материала и геометрической нелинейности работы системы в целом. В расчетных предпосылках допускается развитие пластических деформаций в определенных стержнях, однако для этого необходима система оценки геометрической неизменяемости [71].

Расчет сетчатого свода

При приближенном методе расчета сетчатый свод разделяется на плоские арки в виде полосок (рис. 3.5.36) с расчетной шириной «*b*» повторяющихся элементов свода (шаг ребер, сетки, волны и т. д.) [71]. Данная арка рассчитывается как двух- или трехшарнирная соответствующего очертания на совместное действие продольной силы *N* и изгибающего момента *M*.

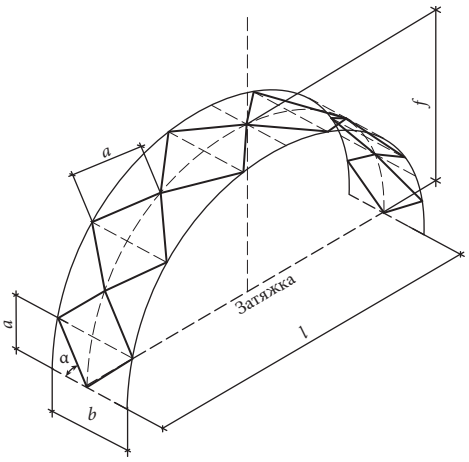


Рис. 3.5.36. Расчетная схема сетчатого свода

Основные геометрические параметры сетчатого свода (рис. 3.5.37):

1. Стрела подъема:
   - для пологого: $f = (1/8—1/6)\ l$, где l — пролет свода;
   - для подъемистого: $f = (1/4—1/2)\ l$, где l — пролет свода.
2. Радиус кривизны оси свода:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}. \qquad (3.5.4)$$

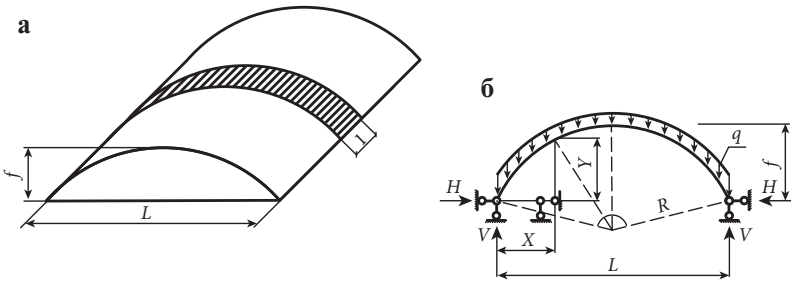


Рис. 3.5.37. Расчетная схема свода: *а*) единичная полоска свода при определении нагрузок и усилий; *б*) действие постоянной нагрузки

3. Центральный угол от конька до опоры:

$$\varphi_0 = \arcsin\left(\frac{l}{2R}\right). \tag{3.5.5}$$

4. Длина дуги свода:

$$L = \pi R\frac{\varphi_0}{90°}. \tag{3.5.6}$$

Определение усилий в своде выполняется в последовательности, приведенной ниже.

5. Определяем усилия в своде от постоянной нагрузки:
   - распор:

$$H = K_0\left[\varphi_0\frac{l}{2} - R(1-\cos\varphi_0)\right]\frac{g^{\text{п}}R}{f}, \tag{3.5.7}$$

где $g^{\text{п}}$ — расчетная постоянная нагрузка от покрытия, при этом собственный вес конструкций свода можно определять по эмпирической формуле $g_{св} = \theta \cdot l$ ($\theta = 6—10$ — коэффициент расхода материала для стальных сводов; l — пролет свода в метрах); φ_0– центральный угол в радианах от конька до опоры, принимаемый по табл. 5.2; K_0 — коэффициент, учитывающий упругое обжатие свода:

$$K_0 = \frac{1}{1+\varepsilon\cdot\dfrac{J}{Af^2}} \approx \frac{1}{1+\left[\varepsilon\dfrac{L^2}{4f^2}\right]\cdot 10^{-4}}, \tag{3.5.8}$$

где J, A — момент инерции и площадь поперечного сечения стержней в единичной полоске свода; ε — коэффициент, зависящий от отношения f/l и центрального угла φ_0, принимаемый по табл. 3.5.2.

   - вертикальная реакция:

$$V = g^{\text{п}}\varphi_0 R. \tag{3.5.9}$$

6. Определяем усилия в своде от снеговой нагрузки:
   - от равномерно-распределенной снеговой нагрузки S_1:

$$H = K_0\left[\frac{S_1 l^2}{8f}\right]\left(1-5\alpha^2\right), \tag{3.5.10}$$

Таблица 3.5.2.

Значения коэффициента ε

Коэффициенты	Отношение стрелы подъема к пролету *f*/*l*								
	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
φ_0, град	90°00′00″	67°22′49″	53°07′48″	43°36′10″	36°52′12″	36°52′12″	28°04′21″	25°03′27″	22°37′11″
φ_0, рад	1,57080	1,17601	0,92730	0,76101	0,64350	0,55660	0,48996	0,43734	0,39479
ε	1,0000	1,2628	1,4488	1,5747	1,6533	1,7073	1,7420	1,7681	1,7873

$$V = \frac{S_1 l(1-2\alpha)}{2}, \tag{3.5.11}$$

где $\alpha = a/l$ (для сводов с $\varphi_0 \le 50^\circ$ отношнение $\alpha = 0$);

- от треугольного распределения снеговой нагрузки S_2:

$$H = 0{,}0342 K_0 \left[\frac{S_2 l^2}{f}\right]\left(1-2\alpha+8\alpha^2\right), \tag{3.5.12}$$

$$V_A = \frac{S_2 l\left(11-26\alpha+8\alpha^2\right)}{48}, \tag{3.5.13}$$

$$V_B = \frac{S_2 l\left(7-10\alpha-8\alpha^2\right)}{48}. \tag{3.5.14}$$

Значения S_1 и S_2 определяются согласно требованиям СП 20.13330.

7. Определяем усилия в своде от ветровой нагрузки:

$$\begin{aligned} H_A &= \gamma_1 W' l; \qquad V_A = \eta_1 W' l; \\ H_B &= \gamma_2 W' l; \qquad V_B = \eta_2 W' l; \end{aligned} \tag{3.5.15}$$

где $W' = \dfrac{W}{c}$ — расчетная ветровая нагрузка без аэродинамического коэффициента, (аэродинамические коэффициенты c_1, c_2, c_3 учтены при вычислении коэффициентов γ_1, γ_2, η_1, η_2, которые принимаются по табл. 3.5.3).

Таблица 3.5.3.

Значения коэффициентов γ_1, γ_2

Коэффициенты	Отношение стрелы подъема к пролету *f*/*l*								
	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
γ_1	0,4319	0,3942	0,4204	0,4734	0,5372	0,6041	0,6729	0,7426	0,8130
γ_2	0,0469	0,1920	0,2979	0,3894	0,4711	0,5499	0,6269	0,7029	0,7780
η_1	0,4070	0,2757	0,2462	0,2369	0,2275	0,2218	0,2180	0,2154	0,2135
η_2	0,4070	0,3599	0,3381	0,3251	0,3156	0,3090	0,3042	0,3032	0,2975

8. Определяем продольную силу и изгибающий момент в единичной полоске свода:

$$N = H\cos\varphi + V\sin\varphi; \tag{3.5.16}$$

$$M = M_б - Hy, \tag{3.5.17}$$

где V — поперечная сила в балке пролетом l; φ — угол наклона касательной в рассматриваемом сечении дуги свода к горизонтальной плоскости; y — ординаты рассматриваемого сечения свода; $M_б$ — изгибающий момент в балке пролетом l.

Расчетные усилия в единичной полоске свода принимаются после составления сочетаний усилий. В двух- и трехшарнирных арках при наиболее невыгодном сочетании продольной силы и изгибающего момента расчетное сечение получают в четверти дуги свода.

Координаты сечения в четверти дуги определяются следующим образом:

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{2}; \tag{3.5.18}$$

$$X = R\left[\sin\left(\frac{3\varphi}{2}\right) - \sin\varphi\right]; \tag{3.5.19}$$

$$y = f - R\left[1 - \cos\left(\frac{3\varphi}{2}\right)\right]. \tag{3.5.20}$$

Продольное сжимающее усилие и изгибающий момент в отдельном стержне однопоясного свода определяются по формулам:

$$N_1 = \frac{Nb}{2\sin\alpha}; \tag{3.5.21}$$

$$M_1 = M\frac{b}{2}\sin\alpha, \tag{3.5.22}$$

где α — угол наклона стержня к образующей поверхности свода; b — ширина грузовой полосы.

Расчет стержней свода выполняется как внецентренно-сжатых элементов. Для обеспечения устойчивости однопоясных систем необходимы узлы с жестким соединением стержней в направлении нормали к поверхности оболочки. Согласно [73, 74] прощелкивания жестких узлов не будет (рис. 3.5.38), если соблюдается следующее условие:

$$\frac{a^2}{Ri} < 9, \tag{3.5.23}$$

где a — длина стержня (размер ячейки); R — радиус кривизны свода; i — радиус инерции сечения стержня.

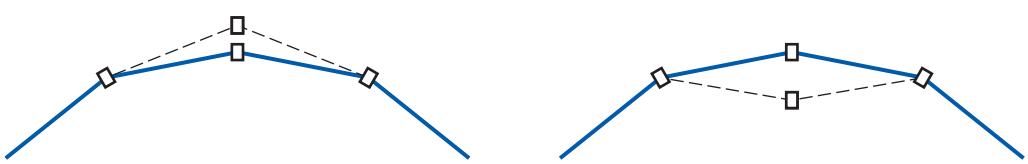


Рис. 3.5.38. Схемы прощелкивания однослойной сетчатой оболочки

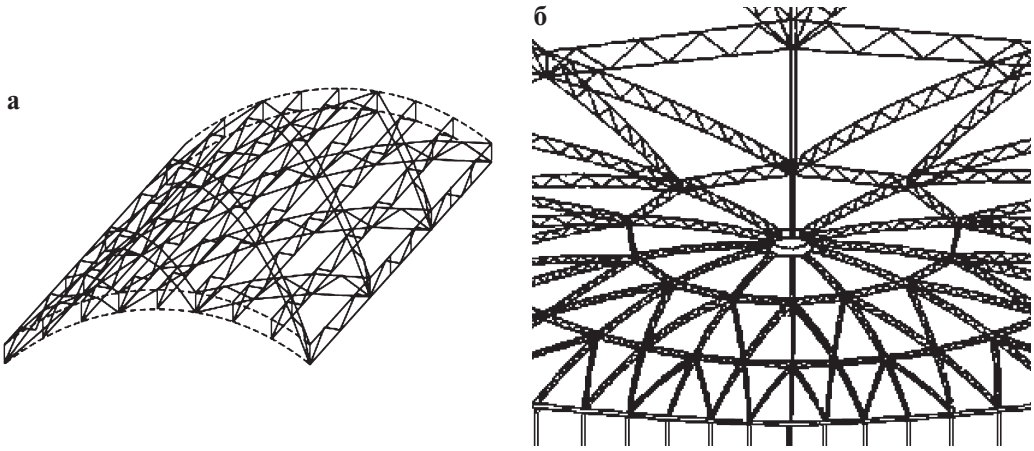


Рис. 3.5.39. Двухпоясные сетчатые своды:
а) в обычном стропильном покрытии; *б*) в пространственных покрытиях

В двухпоясных оболочках устойчивость системы стержней обеспечивают не жесткостью узлов, а геометрической неизменяемостью конструкции в целом (рис. 3.5.39). В узлах таких покрытий возможно шарнирное и жесткое соединение стержней.

При недостаточной жесткости стержней сетчатый свод может потерять общую устойчивость. Устойчивость свода в центральной части между торцевыми диафрагмами обеспечивается при соблюдении условия:

$$N_{кр} > N, \tag{3.5.24}$$

где N — продольное усиление в своде, определяемое умножением расчетного усилия в единичной полоске свода на длину стержня (размер ячейки); $N_{кр}$ — критическая сила потери устойчивости, равная:

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 E J_x}{\mu L}, \tag{3.5.25}$$

где μ — коэффициент расчетной длины свода. Его значение зависит от отношения стрелы подъема к пролету: μ = 0,55 при $f/l = 1/5$; μ = 0,6 при $f/l = 1/3$; μ = 0,65 при $f/l = 1/2{,}5$; J_x — момент инерции поперечного сечения пары стержней в однопоясном своде относительно горизонтальной оси. Для круглых труб момент инерции в этом случае равен:

$$J_x = \frac{\pi\left(d_н^4 - d_в^4\right)}{64}. \tag{3.5.26}$$

где $d_н$ и $d_в$ — наружный и внутренний диаметр трубы.

Расчет куполов

Расчет ребристых куполов

При расчете на симметричную вертикальную нагрузку купол условно можно разделить на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает

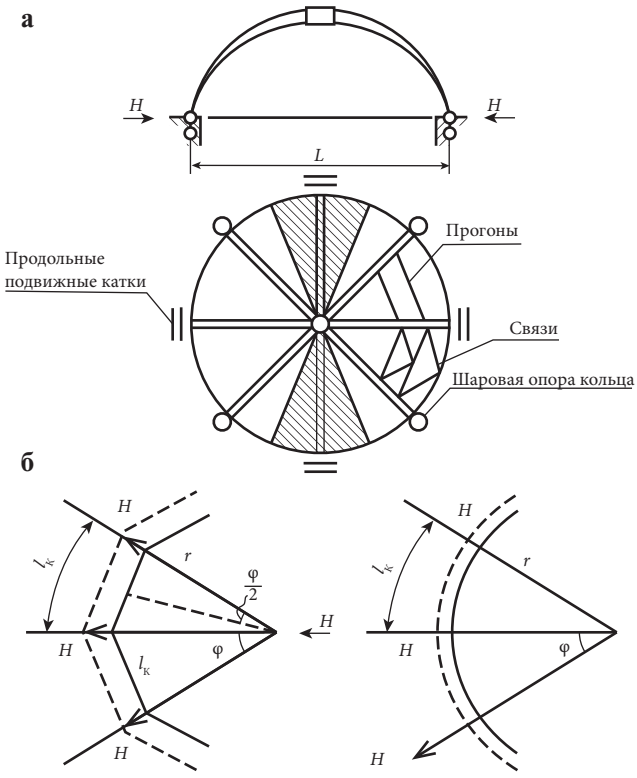


Рис. 3.5.40. К расчету ребристого купола: *а*) расположение основных элементов купола и определение грузовой площади (заштрихованная часть); *б*) к определению площади условной затяжки для многоугольного опорного кольца и кругового

нагрузку с площади сферической трапеции (рис. 3.5.40). Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то кольцо может быть заменено условной затяжкой [37, 74, 75]. Площадь сечения условной затяжки принимают такой, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям кольца в диаметральном направлении от горизонтальных реакций всех ребер.

Площадь поперечного сечения условной затяжки для круглого опорного кольца определяется по формуле:

$$A_з = \frac{2\pi A_к}{n}, \tag{3.5.27}$$

где $A_к$ — площадь поперечного сечения опорного кольца; n — количество ребер (полуарок) в куполе.

Площадь поперечного сечения условной затяжки для кольца в виде многоугольника определяется по формуле:

$$A_з = \frac{4rA_к}{l_к}\sin^2\frac{\varphi}{2}, \tag{3.5.28}$$

где r — радиус описанной окружности; $l_к$ – длина прямолинейного участкам многоугольника между двумя смежными ребрами; φ — угол между горизонтальными проекциями смежных ребер.

После замены опорного кольца условной затяжкой можно производить расчет ребристого купола, как плоской арки с затяжкой площадью $A_з$.

Площадь сечения нижнего опорного кольца, работающего на растяжение, определяется из выражения [75]:

$$A_{кн} = \frac{N_{кн}}{R_y \gamma_c}, \tag{3.5.29}$$

где $N_{кн}$ — усилие в верхнем кольце от единичных распоров ($N_{кн} = H/(2\sin(\varphi/2))$ — для многоугольного кольца, $N_{кн} = H \cdot r_н / l_к$ — для круглого).

Верхнее опорное кольцо, работающее на сжатие от распорных сил H, следует проверить на устойчивость. Необходимо, чтобы напряжения $\sigma_{кв}$ в верхнем опорном кольце не превышали критических значений $\sigma_{кр}$ [75]:

$$\sigma_{кв} = \frac{Hr_в}{A_{кв} l_к} \le \frac{\sigma_{кр}}{k} = \frac{3EI_{кв}}{k(A_{кв} r_в^2)}, \tag{3.5.30}$$

где $r_в$, $A_{кв}$ — радиус и площадь поперечного сечения верхнего кольца; $l_к$ — расстояние между опорными силами, приложенными к верхнему опорному кольцу; $I_{кв}$ — момент инерции поперечного сечения верхнего кольца относительно вертикальной оси; $k = 1{,}3$ — коэффициент запаса; E — модуль упругости стали.

При ребрах в виде двушарнирных арок сечение верхнего кольца следует рассчитывать как сжато-изгибаемый элемент с учетом полного момента, равного моменту в месте присоединения ребра к кольцу [67, 75, 76].

Купол следует разделять на диаметрально расположенные арки при его расчете на горизонтальную или несимметричные вертикальные нагрузки. Наиболее нагруженная арка в этом случае испытывает упругий отпор других арок, расположенных под углом к ней. Упругий отпор приложен в ключе арки.

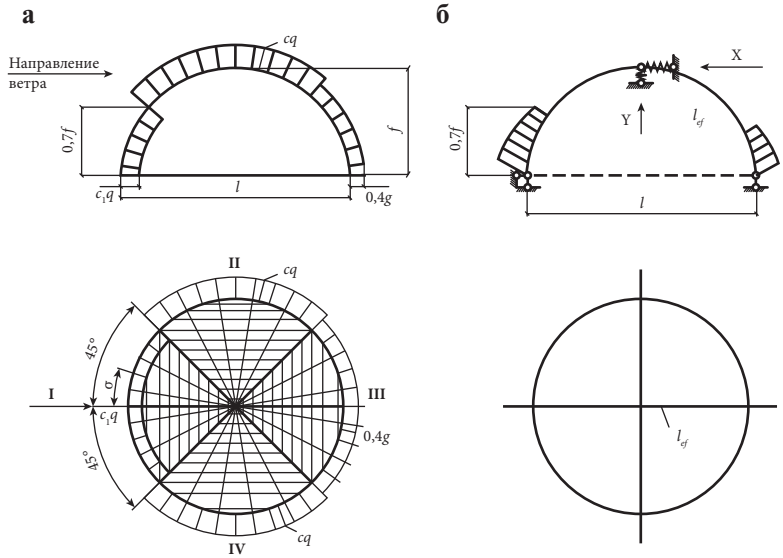


Рис. 3.5.41. Расчетная схема ребристого купола под воздействием ветровой нагрузки: *а*) схема ветровой нагрузки; *б*) расчетная схема

При расчете купола на ветровую нагрузку его разбивают на четыре квадранта (рис. 3.5.41 *а*). В первом и третьем квадрантах равнодействующие ветрового давления действуют в одном направлении и вызывают горизонтальное смещение. Во втором и четвертом квадрантах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не возникает.

Наибольшее смещение имеет условная арка, находящаяся в плоскости равнодействующей ветрового давления в первом и третьем квадрантах. Все арки, расположенные в первом и третьем квадрантах, следует рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции:

$$I_{1f} = I\sum_{i=1}^{m}\cos\varphi_i, \tag{3.5.31}$$

где I — момент инерции сечения одной арки; φ_i — угол наклона i-й арки к направлению равнодействующей ветровой нагрузки; m — число арок первого и третьего квадрантов.

На ветровое давление эквивалентную арку следует рассчитывать на 2/3 ее длины от опоры (рис. 3.5.41*б*). Средняя часть арки по длине испытывает симметричное отрицательное ветровое давление, не влияющее на горизонтальное смещение.

Горизонтальные и вертикальные перемещения в ключе эквивалентной арки следует определять из выражений:

$$\left.\begin{aligned}\Delta_x &= \int\frac{M_x^2dx}{I\sum_m\cos\varphi_i}\\ \Delta_y &= \int\frac{M_y^2dx}{\sum_m I} = \int\frac{M_y^2dx}{Im}\end{aligned}\right\}, \tag{3.5.32}$$

где M_x, M_y — изгибающие моменты в арках от сил $X=1$ и $Y=1$; m — число арок во втором и четвертом квадрантах.

Для простоты расчета эквивалентную арку следует принять трехшарнирной. Система уравнений для определения неизвестных реакций X и Y по методу сил:

$$\begin{cases}\delta_{xx}X+\delta_{xy}Y+\delta_{px}=\Delta_xX\\ \delta_{xy}X+\delta_{yy}Y+\delta_{py}=\Delta_yX\end{cases}, \tag{3.5.33}$$

где δ_{xy}, δ_{yx}, δ_{py}, δ_{px} — перемещения арки от ветрового воздействия.

$$\delta_{xy}=\delta_{yx}=0, \tag{3.5.34}$$

$$\delta_{xx}=\int\frac{M_x^2dx}{EI_{1f}};\quad \delta_{yy}=\int\frac{M_y^2dx}{mEI}; \tag{3.5.35}$$

$$\delta_{px}=\int\frac{M_pM_xdx}{EI_{1f}};\quad \delta_{py}=\int\frac{M_pM_ydx}{mEI}. \tag{3.5.36}$$

После вычисления реакций X и Y необходимо определить опорные реакции в трехшарнирной статически определимой арке.

Полученные для эквивалентной арки усилия распределяются по аркам первого и третьего квадрантов пропорционально их приведенным жесткостям. В наиболее нагруженной арке, расположенной по направлению ветровой нагрузки, усилие определяется делением усилия в эквивалентной арке на величину $\sum_{m} \cos\varphi_i$.

Расчет ребристо-кольцевых куполов и ребристо-кольцевых куполов со связями

Так как кольцевые прогоны в ребристо-кольцевом куполе работают аналогично опорному кольцу в ребристом куполе, то для выполнения расчетов их также можно заменить на условные затяжки (рис. 3.5.42).

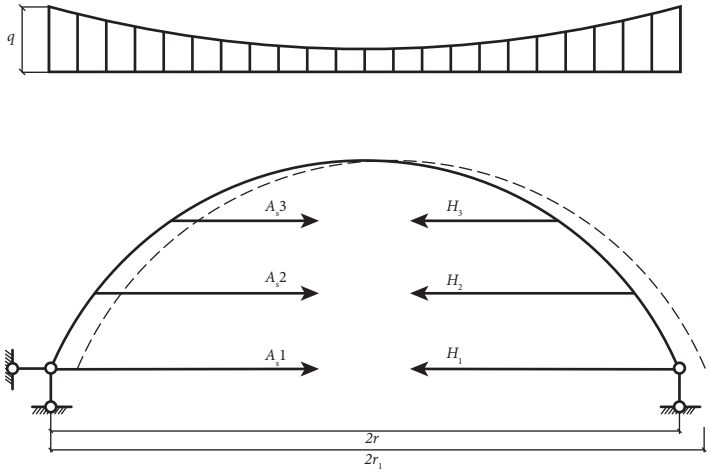


Рис. 3.5.42. Расчетная схема ребристо-кольцевого купола

При симметричной нагрузке расчет ребристо-кольцевого купола ведется путем его расчленения на плоские арки с затяжками на уровне кольцевых прогонов. Площади поперечных сечений условных затяжек следует определять по выражениям (3.5.27) или (3.5.28).

Неизвестные усилия в затяжках определяются методом сил, путем решения системы уравнений с n неизвестными, где n — число условных затяжек.

Контрольные вопросы к разделу 3.5

1. На какие группы подразделяются пространственные большепролетные конструкции?
2. Опишите преимущества и недостатки пространственных большепролетных конструкций.
3. Какие бывают перекрестные системы по форме в плане покрытий?
4. Опишите основные узлы пересечения перекрестных ферм.
5. На какие виды подразделяются структурные плиты в зависимости от геометрии поясных сеток?
6. Опишите схемы структурных плит. Объясните их принципиальное отличие.

7. Каким образом организуются узлы соединения элементов структурных покрытий?
8. Дайте описание понятию «цилиндрическая оболочка нулевой гауссовой кривизны».
9. Дайте классификацию сетчатых оболочек положительной гауссовой кривизны по форме в плане.
10. Какие основные требования по заданию габаритов сетчатых оболочек отрицательной гауссовой кривизны?
11. Какие схемы куполов вы знаете?
12. Объясните принцип задания расчетной схемы перекрестной системы покрытия.
13. Какие проверки следует выполнять для приопорной панели пояса структурной конструкции?
14. В чем особенность приближенного расчета сетчатого свода?
15. Как определить усилия в верхнем опорном кольце ребристого купола?

Темы для практических занятий к разделу 3.5

1. Разработать пространственно-стержневое покрытие спорткомплекса размерами в плане 54×42 м для I снегового района.
2. Разработать покрытие рынка размерами в плане 55×72 м с конструкциями из структурной цилиндрической оболочки.
3. Выполнить компоновку перекрестной системы для покрытия здания размерами в плане 70×48 м.

3.6. КОНСТРУКЦИИ ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИЙ

3.6.1. Характеристика и основные технические решения висячих покрытий

Общие сведения

Висячими называют покрытия, в которых основные пролетные конструкции работают на растяжение. Пролетные конструкции выполняют из стальных стержней, тросов, фасонного проката и листов.

Первое висячее покрытие было построено в г. Нижнем Новгороде по проекту В. Г. Шухова в 1896 г. (рис. 3.6.1). В течение 1930-х годов был построен ряд сооружений небольшого пролета с висячими покрытиями. Активное использование большепролетных висячих покрытий началось в 1950-е годы после постройки спортивного зала в городе Рэлей (США) по проекту польского архитектора М. Новицкий (рис. 3.6.2).

Висячие покрытия обладают следующими преимуществами:

- значительная экономия металла благодаря отсутствию потери устойчивости и полного использования несущей способности высокопрочной стали;
- малая строительная высота конструкции;



Рис. 3.6.1. Инженерно-строительный павильон круглой формы с висячим покрытием на Всероссийской художественной и промышленной выставке в Нижнем Новгороде, запроектированный В. Г. Шуховым



Рис. 3.6.2. Рэлей-арена

• сокращение сроков строительства, снижение трудоемкости и стоимости их возведения благодаря уменьшению собственного веса конструкции покрытия, применению элементов заводского изготовления, относительной простоте их монтажа без лесов и подмостей;
• снижение стоимости нижележащих конструкций (колонны, фундаменты) за счет снижения веса покрытия;
• транспортабельность;
• возможность перекрытия больших пролетов;
• разнообразие форм и архитектурная выразительность зданий.

Недостатки висячих покрытий:

• значительные прогибы конструкции из-за более низкого модуля упругости тросов, использования высокопрочных сталей, кинематических перемещений при неравномерной нагрузке;
• необходимость устройства опорных конструкций, способных воспринять большие распорные усилия от растянутых пролетных элементов;
• проблема отвода дождевых и талых вод.

По типу конструктивной схемы висячие покрытия разделяют на одно- и двухпоясные системы, вантовые сети, висячие фермы и балки, мембраны, комбинированные подвесные системы.

Однопоясные системы с параллельными нитями

Висячие покрытия с параллельными нитями применяются, в основном, в зданиях прямоугольной формы в плане, при этом для большей архитектурной выразительности элементы опорного контура, к которым крепятся несущие ванты, могут располагаться на разных отметках (рис. 3.6.3).

Шаг вант назначается в 1,5...2 м. Отвод дождевых и талых вод обеспечивается уклоном покрытия вдоль здания за счет изменения стрелы провисания или наклона бортовых элементов. Провисание вант принимается по архитектурным,

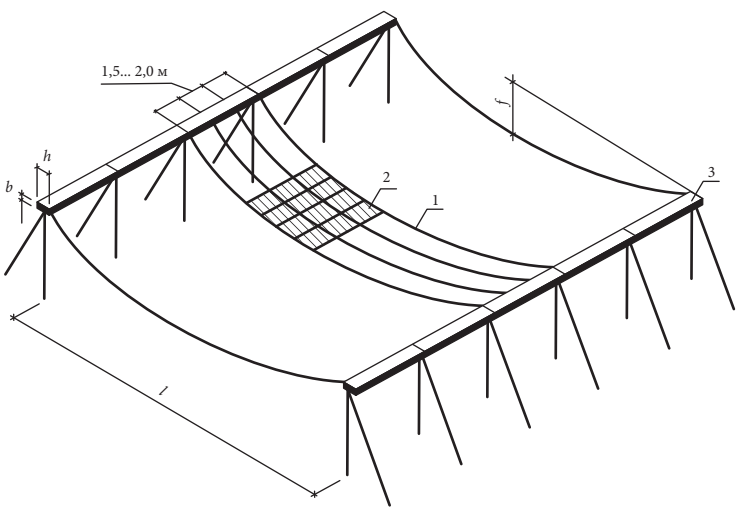


Рис. 3.6.3 Схема однопоясного висячего покрытия с параллельными вантами: 1 — несущие ванты; 2 — плиты покрытия; 3 — опорный контур

конструктивным и экономическим соображениям 1/30...1/10 пролета [73]. Благодаря уменьшению стрелы провисания вант можно уменьшить неиспользуемый объем здания и увеличить жесткость покрытия, но при этом увеличиваются усилия в несущих конструкциях и, соответственно, расход материалов.

Опорный контур выполняется из железобетонных или стальных балок. Сечения балок развивают в горизонтальной плоскости или в наклонной вдоль действия распора. Ширину поперечного сечения железобетонных балок принимают около 1/15 их пролета, стальных — 1/30; высоту — в пределах 1/8...1/12 [73].

Большие прогибы вантового покрытия при действии временной нагрузки могут привести к нарушению целостности ограждающих конструкций. Для уменьшения деформативности применяют тяжелые железобетонные плиты, увеличивающие постоянную нагрузку на покрытие и выполняют предварительное напряжение вант. Для предотвращения раскрытия трещин предварительное напряжение бетона принимают так, чтобы усилие сжатия сохранилось после растяжения нитей при постоянной и временной нагрузках с учетом усадки и ползучести бетона.

При напряжении покрытия домкратами, в отличие от напряжения пригрузом, концы вант должны позволять регулировать усилия натяжения вант.

Для исключения дополнительных усилий в опорном контуре ванты крепят так, чтобы опорная реакция проходила через центр тяжести опорного контура. Ванты крепят либо к закладным деталям железобетонного опорного контура, либо пропускают через наклонные трубки, диаметр которых в 1,5 раза больше диаметра вант, или конические отверстия, расширяющиеся к внутренней поверхности (рис. 3.6.4). После выполнения монтажных работ для защиты вант от коррозии отверстия в опорном контуре заполняют цементным раствором или битумной мастикой.

Одним из примеров сооружения с однопоясным висячим покрытием является ангар в аэропорту Франкфурт-на-Майне. Подвесная конструкция покрытия состоит из висячих железобетонных полос-оболочек шириной 7,5 м, толщиной 8,6 см с продольными ребрами по краям высотой 40,5 см (рис. 3.6.5) [73]. Полосы опираются по концам на крайние железобетонные решетчатые опоры и среднюю опорную раму. Полоса-оболочка состоит из 28 вант в виде стальных стержней периодического профиля диаметром 26,5 мм, заключенных в стальные трубки, и легкого бетона. Распор на каждой боковой опоре воспринимается бетонным противовесом объемом 435 м^3.

Однопоясные системы с радиальными нитями

Системы с радиальными нитями применяют в зданиях круглой или эллиптической формы. Покрытия с радиальным расположением вант разделяют на вогнутые (рис. 3.6.6 *а*) [73], шатровые (рис. 3.6.6 *б*) [73] и спиральные (рис. 3.6.6 *в*) [73]. Крепление нитей выполняется к наружному и внутреннему опорным кольцам. На нити укладывают трапециевидные плиты из железобетона, армоцемента или керамзитобетона. Для опирания плит на ванты и соединения между собой предусматривают выпуски арматуры или крючья. Кровля состоит из жесткого утеплителя, цементно-песчаной стяжки и гидроизоляционного ковра.

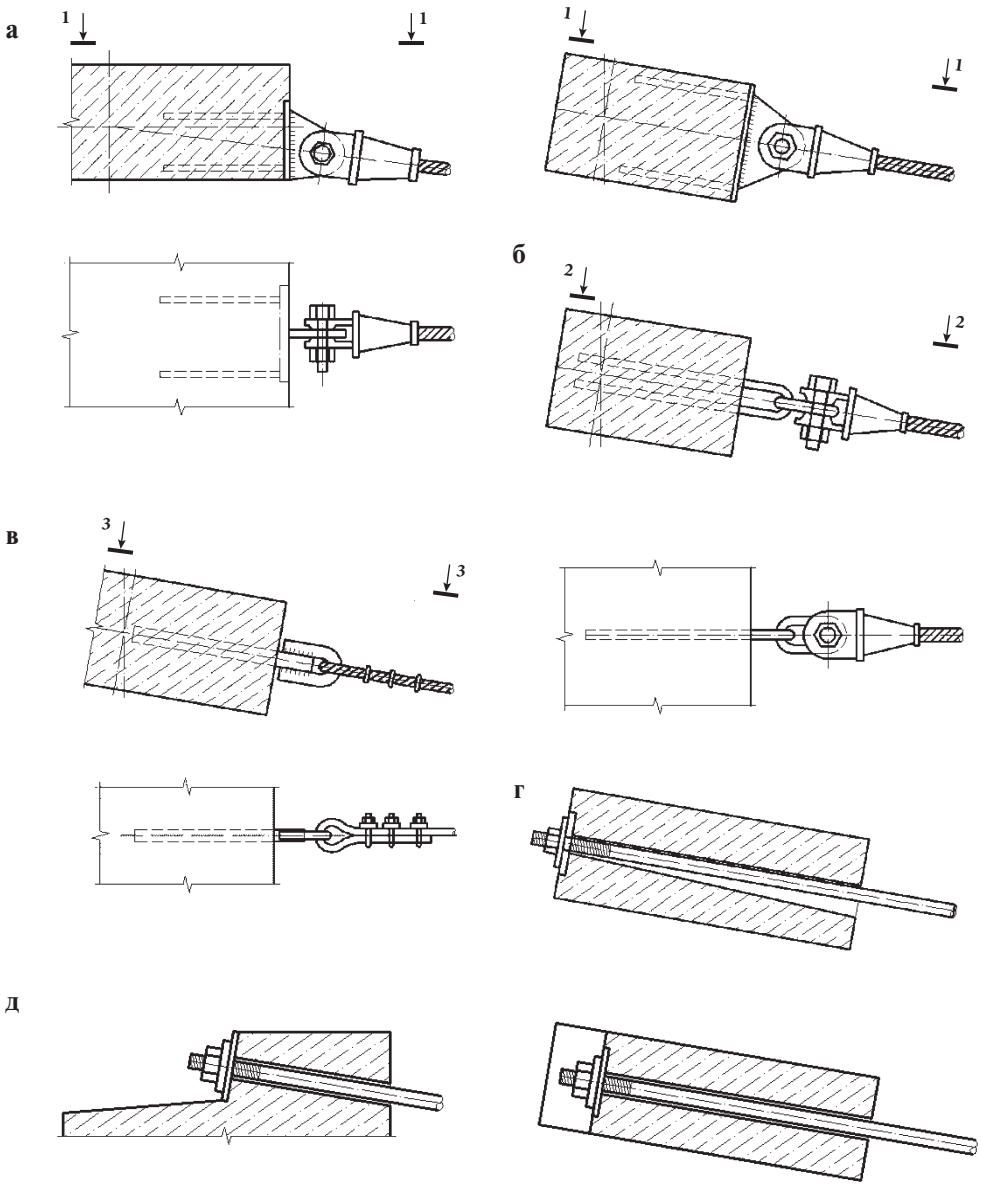


Рис. 3.6.4. Приемы крепления вант к железобетонному опорному контуру в висячей оболочке: *а*) приваркой ребер к закладным пластинам; *б*) с помощью закладной детали в виде петли; *в*) приваркой к анкеру вилкообразного захвата; *г*) путем устройства конического отверстия; *д*) с применением наклонных трубок

Вогнутое покрытие является внешне безраспорной системой и от покрытия на колонны передаются только вертикальные усилия. В круглых зданиях при равномерном загружении всего покрытия в наружном кольце возникают только усилие сжатия и соответственно его целесообразно делать из железобетона. В зданиях эллиптической формы в опорном кольце дополнительно возникает изгиб, что ведет к увеличению материалоемкости. Во внутреннем

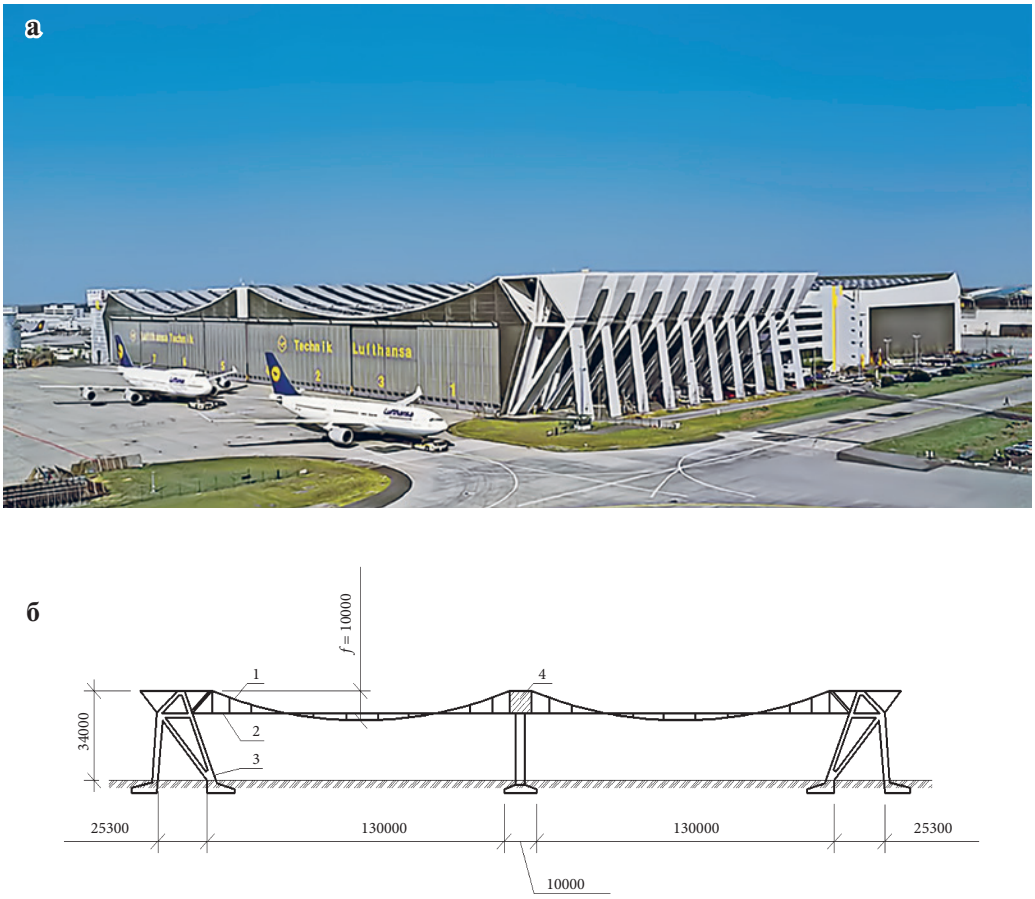


Рис. 3.6.5. Ангар в аэропорту Франкфурт-на-Майне:
а) общий вид; *б*) поперечный разрез; 1 — висячая оболочка;
2 — затяжка; 3 — крайняя опора; 4 — ригель средней опорной рамы

кольце возникает усилие растяжения и его обычно выполняют стальным. Диаметр внутреннего кольца назначают конструктивно из условия крепления нитей.

В вогнутых покрытиях атмосферные воды с кровли отводятся трубой, проходящей от центра покрытия к наружным стенам, вследствие чего возникают конструктивные неудобства, загромождение внутреннего пространства.

Этого недостатка лишены спиральные покрытия, но в данном конструктивном решении опорное кольцо разомкнуто и для восприятия изгибающего момента необходимо устройство мощных вставок или пилонов.

В шатровом покрытии внутреннее кольцо воспринимает как горизонтальные силы распора, так и значительную часть вертикальной нагрузки от покрытия. Опору под центральное кольцо обычно выполняют в виде толстостенной трубы большого диаметра или стоек, связанных по высоте ригелями.

Внутреннее кольцо радиального покрытия выполняется из стали. Варианты конструкции внутреннего кольца показаны на рис 3.6.7 [73].

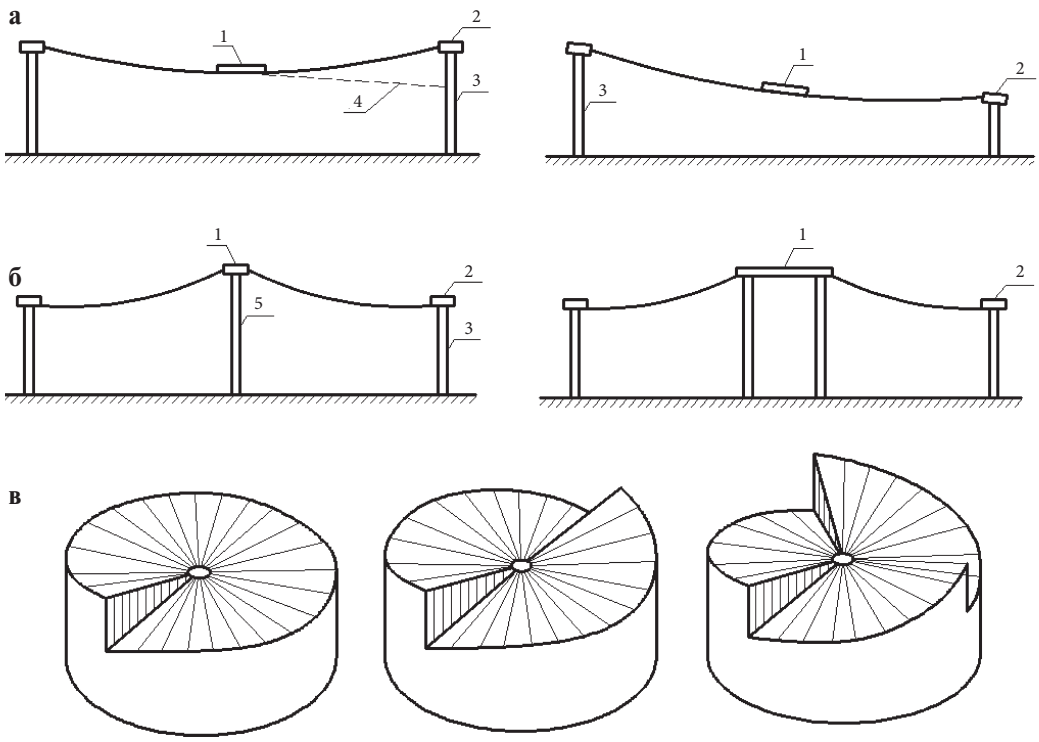


Рис. 3.6.6. Схемы однопоясного висячего покрытия с радиальными нитями: *а*) вогнутые; *б*) шатровые; *в*) спиральные; 1 — центральное кольцо; 2 — наружное опорное кольцо; 3 — колонна; 4 — водоотводящая труба; 5 — центральная стойка

Двухпоясные системы с параллельными нитями

Висячее покрытие с легкой кровлей можно выполнить при попарном расположении вант в одной вертикальной плоскости (рис. 3.6.8) [73]. Выгнутые кверху ванты служат для предварительного напряжения покрытия и восприятия отрицательного ветрового давления. Эти ванты называются стабилизирующими. Вогнутые ванты, называемые несущими, воспринимают всю нагрузку от массы покрытия и дополнительное усилие от предварительного напряжения. Под нагрузкой происходит уменьшение усилия предварительного напряжения. При всех сочетаниях нагрузок в стабилизирующих вантах должно оставаться усилие растяжения не менее 10—15% от предварительного натяжения [18].

Двухпоясные покрытия с параллельными вантами могут быть двояковыпуклыми или двояковогнутыми.

В двояковыпуклом покрытии несущие и стабилизирующие ванты соединяются распорками. Предварительное напряжение покрытия производят за счет удлинения стоек, оборудованных специальными муфтами, или натяжения вант у опорных колец. Для обеспечения устойчивости вантовых ферм при монтаже их раскрепляют кольцевыми связями с шагом 5—10 м [18]. В качестве горизонтальной связи может служить кровельный настил.

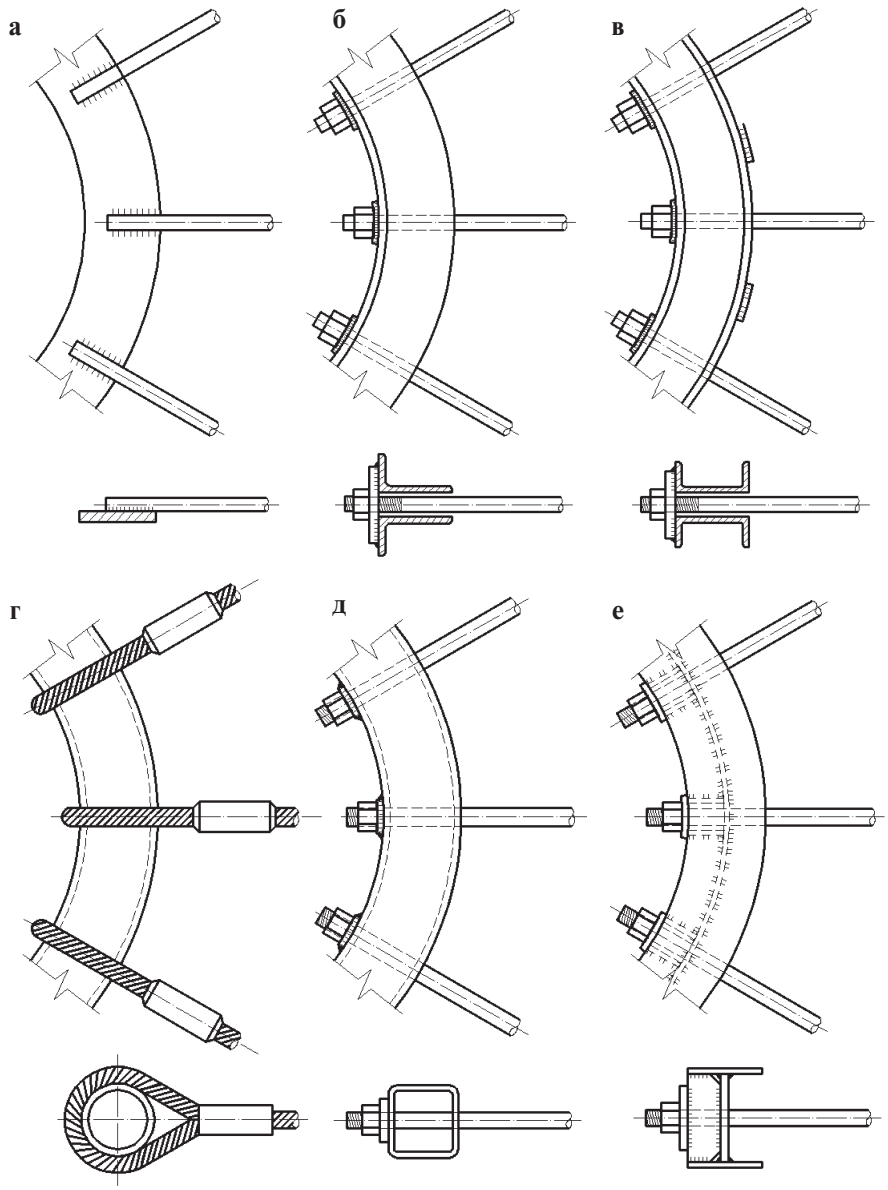


Рис. 3.6.7. Варианты конструкции внутреннего кольца однопоясной системы покрытия с радиальными вантами: *а*) из стального листа; *б*) из прокатных уголков; *в*) из швеллеров; *г*) из круглой трубы; *д*) из квадратной трубы; *е*) из сварного двутавра

В двояковогнутом покрытии несущие и стабилизирующие ванты соединяются подвесками, поэтому расход стали для данной системы меньше, чем для двояковыпуклой.

Возможен промежуточный вариант покрытия с пересекающимися вантами. Стойки при данном решении в средней части работают на сжатие, около опорного контура на растяжение. Данное решение позволяет уменьшить высоту покрытия, но при этом усложняется конструкция и очертание кровли.

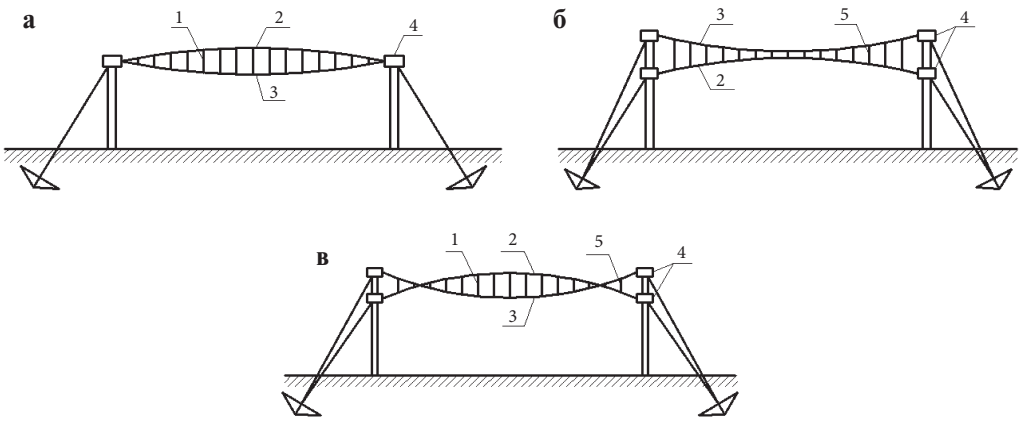


Рис. 3.6.8. Системы двухпоясных покрытий с параллельными вантами: *а*) с распорками между вантами; *б*) с гибкими подвесками; *в*) со сжатыми и растянутыми стойками; 1 — распорки; 2 — стабилизирующая ванта; 3 — несущая ванта; 4 — бортовой элемент; 5 — подвески

Провисание вант с двухпоясных системах покрытий рекомендуется назначать 1/20...1/25 пролета, а стрелу подъема стабилизирующих вант — 1/17...1/20 пролета [18].

Покрытие круглого или квадратного здания можно выполнить из вантовых ферм, располагаемых в двух или трех направлениях. Концы вант крепятся к опорному контуру, в местах пересечения вант устанавливают распорки. Система отличается равномерностью распределения усилий и обеспечивает покрытию устойчивость при действии несимметричных нагрузок.

Двухпоясные системы с радиальными нитями

Основные схемы двухпоясных систем покрытий с радиальными нитями представлены на рис. 3.6.9 [73].

Нити крепятся к наружному железобетонному опорному кольцу и стальному центральному барабану. При круглой форме здания от покрытия на колонны передается только вертикальная нагрузка. Стабилизирующие ванты могут располагаться выше несущих, ниже или пересекаться с несущими вантами в пролете. Конструктивное решение с соединением стабилизирующих и несущих вант в центре с помощью барабана называется «велосипедное колесо» (рис. 3.6.9 *в*). Предварительное напряжение такого покрытия выполняется за счет вертикальной раздвижки центрального барабана или натяжения стабилизирующих вант.

Покрытие с центральной опорной стойкой (рис. 3.6.9 *ж*) можно использовать в зданиях диаметром 160—320 м, при этом внутренне пространство наружного опорного контура коробчатого сечения может служить помещением различного назначения.

При смещении стабилизирующих вант относительно несущих в плоскости опорного кольца на половину шага можно получить складчатую форму (рис. 3.6.10) [73].

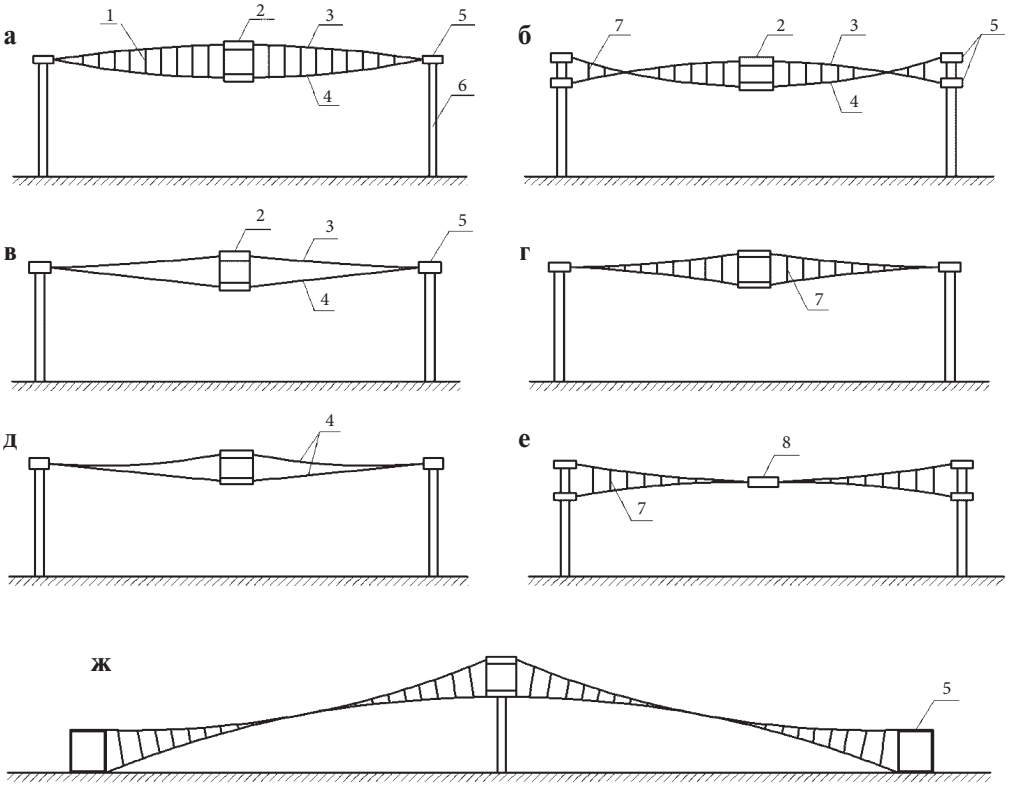


Рис. 3.6.9. Двухпоясные системы покрытий с радиальными вантами: *а*) с распорками; *б*) с взаимно перекрещивающимися вантами; *в*) типа «велосипедное колесо»; *г*) шатровое покрытие с растяжками; *д*) вариант шатрового покрытия; *е*) вогнутое покрытие; *ж*) с центральной опорой; 1 — распорки; 2 — центральный барабан; 3 — стабилизирующие ванты; 4 — несущие ванты; 5 — опорное кольцо; 6 — колонны; 7 — растяжки; 8 — внутреннее кольцо

Радиальную систему покрытия можно применить и при овальной или квадратной форме здания в плане (рис 3.6.11) [73], но при этом в опорном контуре возникают изгибающие усилия. Применение тросов-подборов позволяет устранить изгиб квадратного опорного контура за счет передачи распора в углы контура (рис. 3.6.11 *б*).

В двухпоясных системах покрытий с радиальными вантами стрелу провиса несущих вант назначают 1/10...1/20 диаметра покрытия, стрелу подъема стабилизирующих вант — 1/10...1/30. Размеры колец центрального барабана

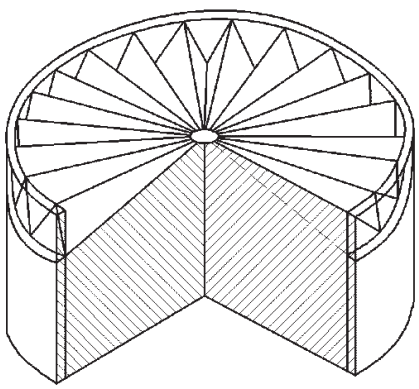


Рис. 3.6.10. Схема складчатого двухпоясного радиального покрытия

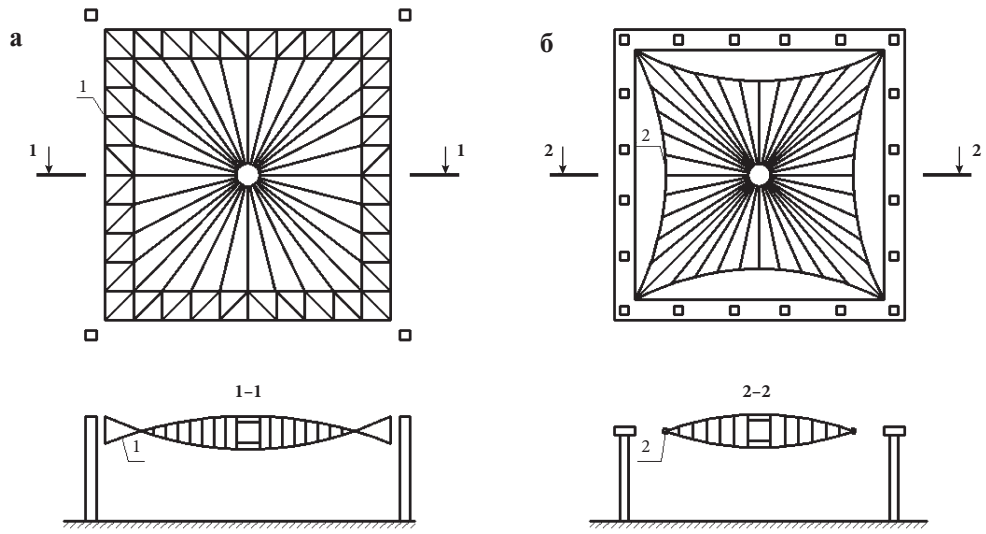


Рис. 3.6.11. Двухпоясные радиальные покрытия квадратной формы: *а*) с изгибным опорным контуром; *б*) с безызгибным опорным контуром; 1 — пространственная металлическая ферма; 2 — трос-подбор

определяют из условия удобного крепления вант, диаметр барабана находится в диапазоне 6—12 м [73].

Для обеспечения общей пространственной жесткости покрытий с радиальными вантами необходимо устанавливать решетчатые кольцевые связи. Шаг установки этих связей в меридиональном направлении покрытия составляет 1000—1200 радиусов инерции поперечного сечения стабилизирующей ванты [73].

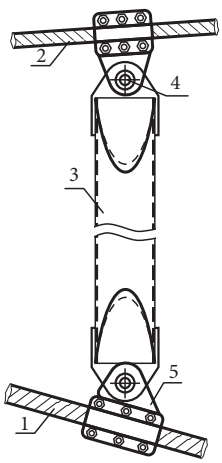


Рис. 3.6.12. Крепление трубчатых распорок в двухпоясных покрытиях: 1 — несущие ванты; 2 — стабилизирующие ванты; 3 — распорка; 4 — шарнир; 5 — проушина

Распорки между вантами в двухпоясных покрытиях должны обладать равноустойчивостью в вертикальных плоскостях, поэтому их обычно конструируют из труб. На рис. 3.6.12 и 3.6.13 [18, 73] показаны варианты крепления стоек к несущим и стабилизирующим вантам.

Ванты в двухпоясных покрытиях к опорному контуру крепятся аналогично вантам висячих оболочек. Пример крепления несущих и стабилизирующих вант к одному железобетонному бортовому элементу представлен на рис. 3.6.14 [73].

В двухпоясных покрытиях центральный барабан состоит их двух колец, соединенных равномерно установленными трубчатыми стойками.

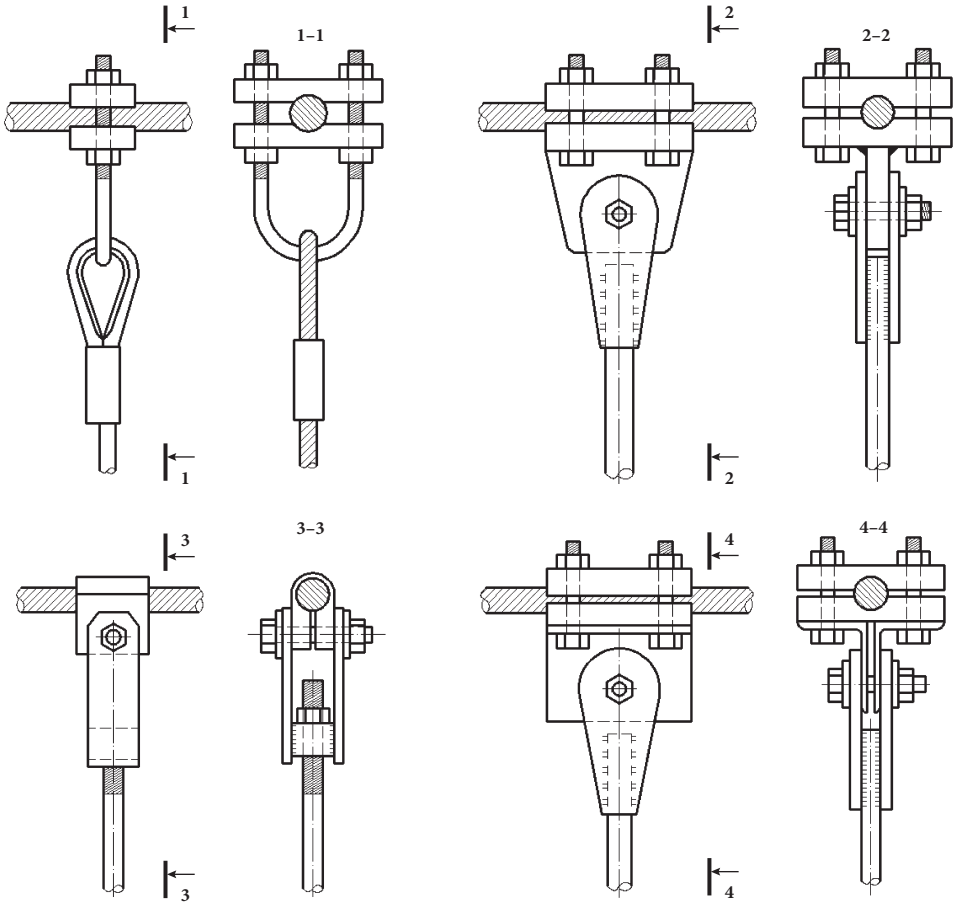


Рис. 3.6.13. Варианты крепления растяжек к поясам вантовых ферм

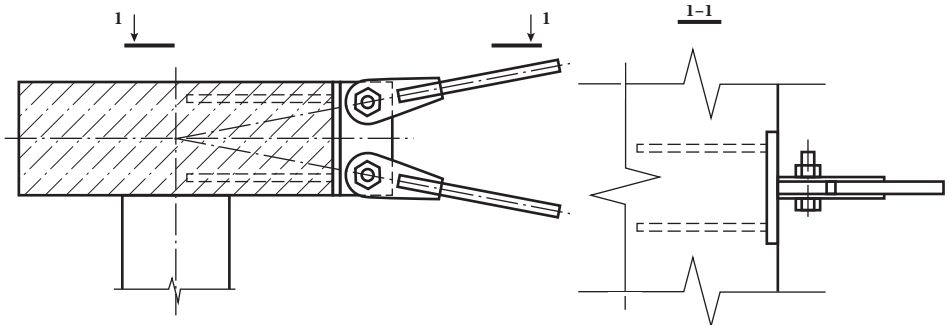


Рис. 3.6.14. Варианты крепления вант к железобетонному опорному контуру в двухпоясных покрытиях

Вантовые сети

Вантовые сети образуются пересечением двух и более семейств нитей. Наиболее распространенными являются ортогональные вантовые сети, которые формируют покрытие седлообразной формы (рис. 3.6.15). Провисающие ванты выполняют несущую функцию, а вспарушенные — стабилизирующую.

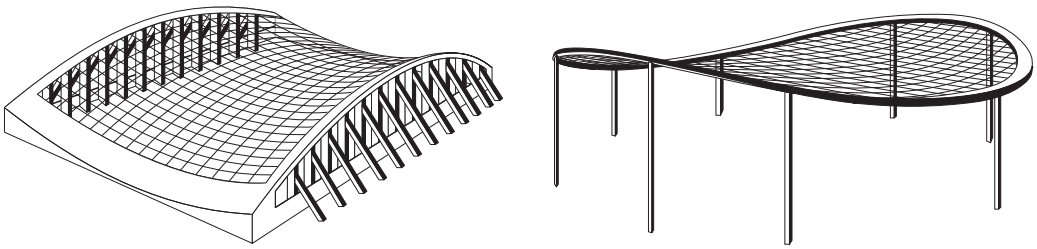


Рис. 3.6.15. Покрытия с вантовыми сетями седлообразной формы

После предварительного натяжения сети становятся жесткой конструктивной системой. Под действием внешней нагрузки усилие в несущих вантах увеличивается, а усилия натяжения стабилизирующих вант уменьшается. Для обеспечения жесткости покрытия необходимо, чтобы в стабилизирующих вантах всегда оставалось усилие растяжения.

Для создания седловидной поверхности покрытия замкнутый опорный контур должен быть криволинейным в вертикальной плоскости. При плоском опорном контуре ванты в обоих направлениях будут выполнять несущую функцию и для обеспечения жесткости покрытия необходима тяжелая кровля.

Опорный контур в виде двух арок за счет различных размеров и очертания этих арок, углов наклона и формы в плане позволяет разработать различные варианты покрытия (рис. 3.6.16). Очертание арок в основном принимают параболическим и выполняют ее из железобетона. Равновесие покрытия обеспечивают колонны, поддерживающие арки, стойки витража или оттяжки в плоскости наружных стен.

Для покрытия легких временных сооружений опорный контур можно выполнить гибкими тросами-подборами. Ярким примером сооружения с покрытием в виде седловидных вантовых сетей с опорным контуром из тросов-подборов является Олимпийский стадион в Мюнхене (Германия) (рис. 3.6.17),

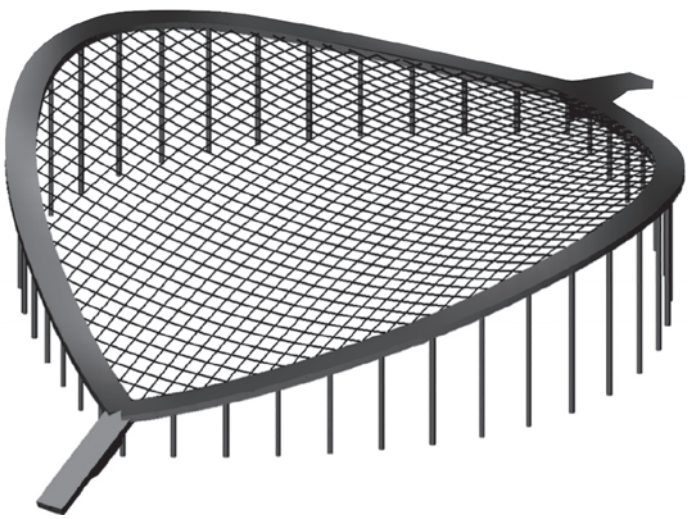


Рис. 3.6.16. Покрытие с вантовой сетью и опорным контуром из двух пересекающихся арок



Рис. 3.6.17. Олимпийский стадион в Мюнхене

построенный к Олимпийским играм в 1972 г. по проекту Ф. Отто и Г. Бениша. Сооружение в плане имеет форму серповидной полосы с длиной по внутренней кривой 440 м. Ортогональная сеть из стальных высокопрочных канатов состоит из квадратных ячеек 75 × 75 см. Сооружение имеет общий внутренний контур, а по наружному периметру оттяжки, заделанные в фундаментные блоки. Внутренний опорный контур параболического очертания выполнен из десяти стальных высокопрочных канатов диаметром 130 мм. Нагрузка от висячего покрытия передается на 12 стальных опорных мачт трубчатого сечения с диаметром 2...3,5 м и высотой 40...80 м. Мачты установлены с углами наклона от 65° до 87°. Кровля выполнена из светопрозрачных тонированных листов оргстекла толщиной 4 мм, обрамленных профилями из алюминиевого сплава.

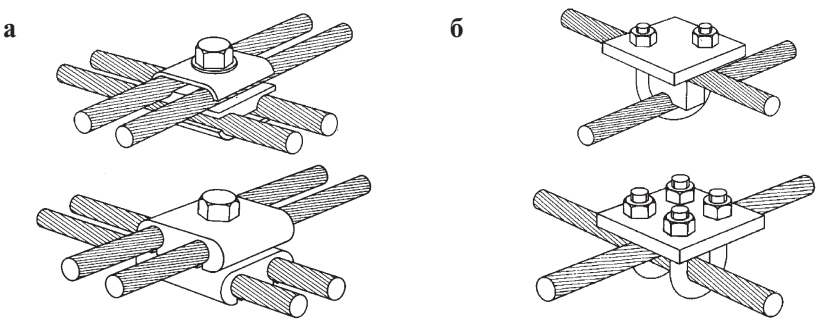


Рис. 3.6.18. Узлы соединения канатов в местах их пересечения: *а*) зажимные; *б*) хомутовые

Для изготовления вантовой сети потребовалось 410 км высокопрочных стальных канатов с пределом прочности 160 кг/мм^2 общей массой 1645 т. Расход стали составляет 22 кг/м^2 [50].

Кривизна нитей покрытия с вантовой сетью в основном определяется компоновкой сооружения. Стрелу провисания несущих вант рекомендуется назначать 1/8—1/15 пролета, стрелу подъема стабилизирующих вант 1/10—1/25 пролета [18].

Конструктивное решение узлов пересечения несущих и стабилизирующих вант должна обеспечивать взаимное проскальзывание во время монтажа и надежную фиксацию положения нитей в сети при эксплуатации. Обычно узлы пересечение вант выполняются хомутовыми или зажимными (рис. 3.6.18). После предварительного натяжения вантовых сетей положение фиксируют затяжкой гаек.

Наиболее простым и распространенным методом предварительного напряжения вантовой сети является последовательное натяжение каждой ванты, при этом один конец стабилизирующей ванты анкеруется наглухо, а другой конец оснащают приспособлением механического натяжения (рис. 3.6.19) [73] или домкратом.

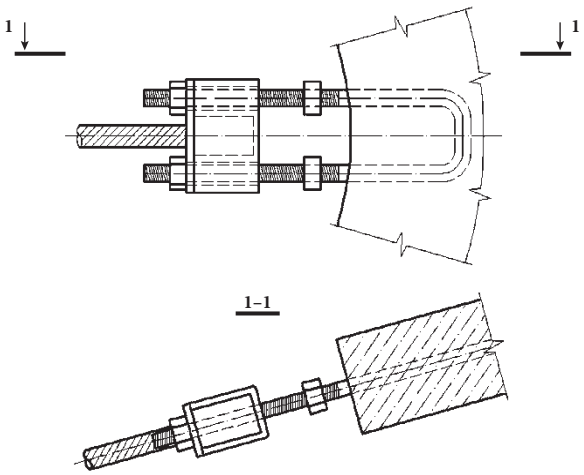


Рис. 3.6.19. Вариант крепления стабилизирующей ванты к опорному контуру покрытия с вантовой сетью и устройством для регулирования усилия натяжения

Висячие фермы и балки

Висячие фермы и балки (жесткие ванты) применяют для стабилизации покрытий с легкой кровлей. Достоинством покрытий с жесткими вантами является меньшая деформативность висячего покрытия.

Висячие фермы (рис. 3.6.20) и балки устанавливают параллельно или радиально в зависимости от формы здания. Высоту поперечного сечения висячей конструкции обычно назначают в пределах 1/40...1/60 перекрываемого пролета [73]. Применение жестких вант целесообразно при высоте сечения до 900 мм.

Одним из примеров применения висячих ферм являлось покрытие Олимпийского плавательного бассейна в г. Москве (рис. 3.6.21). Здание имеет

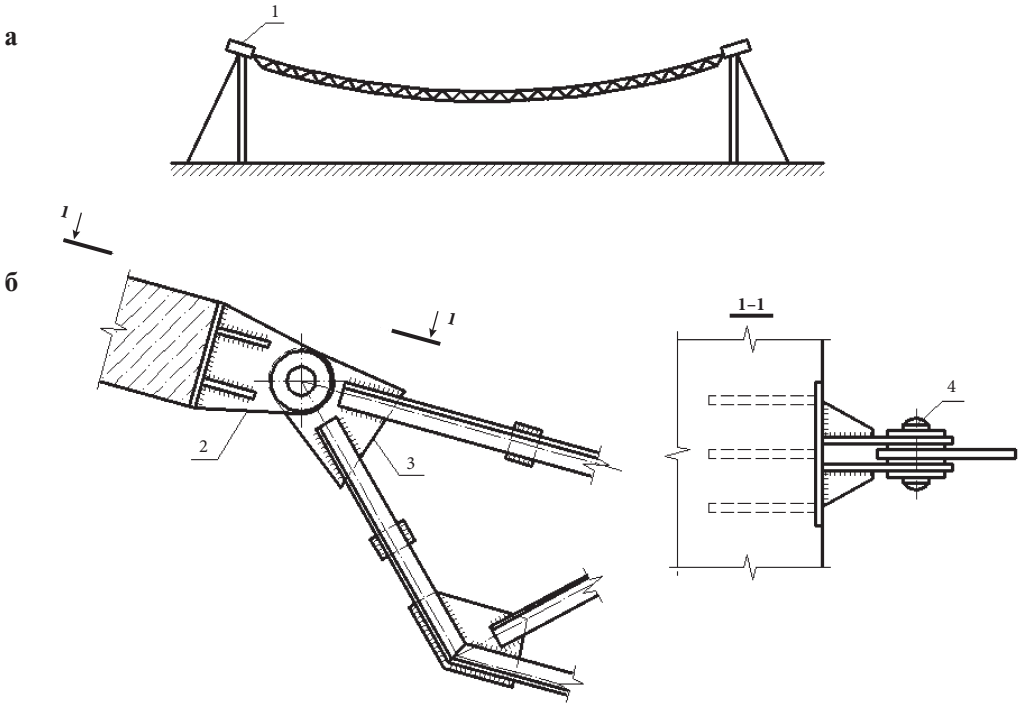


Рис. 3.6.20. Покрытие с висячими фермами: *а*) пример конструктивной схемы; *в*) узел крепления висячей фермы к опорному контуру; 1 — бортовой элемент; 2 — ребра; 3 — фасонная деталь фермы; 4 — валик

в плане овальную форму с размерами 126 × 104 м. Несущими конструкциями покрытия являются серповидные фермы высотой 2,5 м, расположенные вдоль меньшей оси с шагом 4,5 м. Максимальный пролет фермы составляет 108 м,



Рис. 3.6.21. Олимпийский плавательный бассейн в г. Москве

а стрела провиса — 18 м. Фермы крепятся к железобетонным опорным аркам, расположенным в наклонных плоскостях. Верхний пояс имеет криволинейное параболическое очертание и выполнен из вальцованного швеллера № 40 (сталь 14Г2). Нижний пояс выполнен также из швеллера и имеет ломаную форму параллельную верхнему поясу. Опорные арки выполнены из железобетона со стальной опалубкой из листовой стали, представляющей собой жесткий короб, открытый сверху. Жесткость опалубки обеспечивается постановкой диафрагм, горизонтальных и вертикальных ребер. Стальная опалубка включена в работу железобетонного сечения арки за счет ребер и сцепления контактных поверхностей [50].

Комбинированные висячие покрытия

Комбинированные висячие покрытия состоят из совместно работающих гибких вант и жестких элементов. Жесткие элементы в виде балок и ферм располагают обычно перпендикулярно вантам. Они выполняют функции стабилизации формы покрытия и распределения неравномерных нагрузок (рис. 3.6.22) [73].

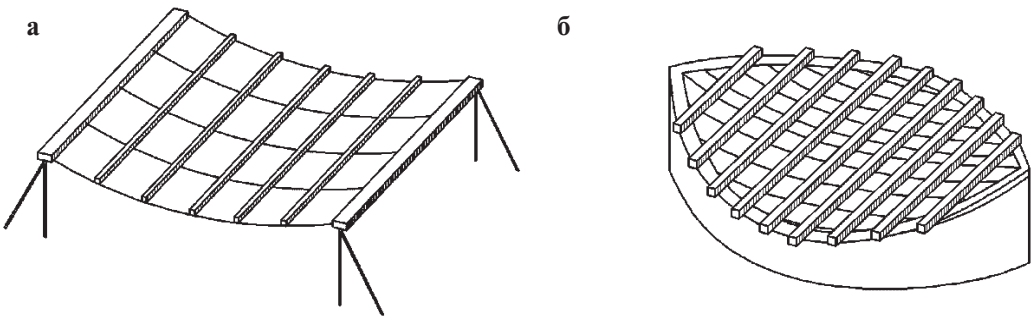


Рис. 3.6.22. Комбинированные системы покрытий:
а) прямоугольной формы; *б*) криволинейного очертания

Примером комбинированной системы является покрытие над катком с искусственным льдом в Эври (Франция), возведенное в 1976 г. Покрытие имеет прямоугольную форму в плане с размерами 70×36 м. Пролет 70 м перекрыт 13 вантами, прикрепленными к железобетонным бортовым элементам. Жесткие элементы выполнены из трехгранных трубчатых стальных ферм [73].

Подвесные и консольные системы

Подвесное покрытие представляет собой жесткую конструкцию в виде балки или фермы, подвешенную в пролете внешними вантам (рис. 3.6.23, 3.6.24) [73]. Подвесными покрытиями можно перекрывать значительные пролеты благодаря регулировке вантами усилий в жесткой конструкции и уменьшению ее поперечного сечения. Подвесные системы обладают следующими основными недостатками: ванты, расположенные на открытом воздухе подвергаются коррозии, что ведет к усложнению и удорожанию эксплуатации; из-за температурных деформаций вант происходят вертикальные перемещения покрытия; в узлах крепления вант к жесткой конструкции имеются мостики холода.

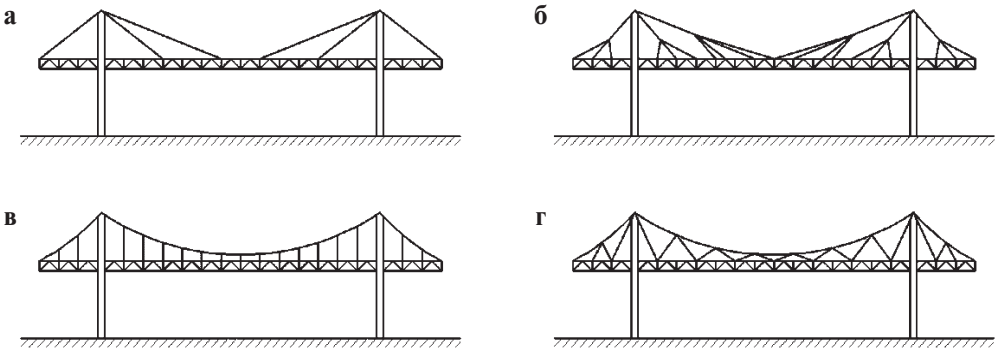


Рис. 3.6.23. Схемы подвесных покрытий

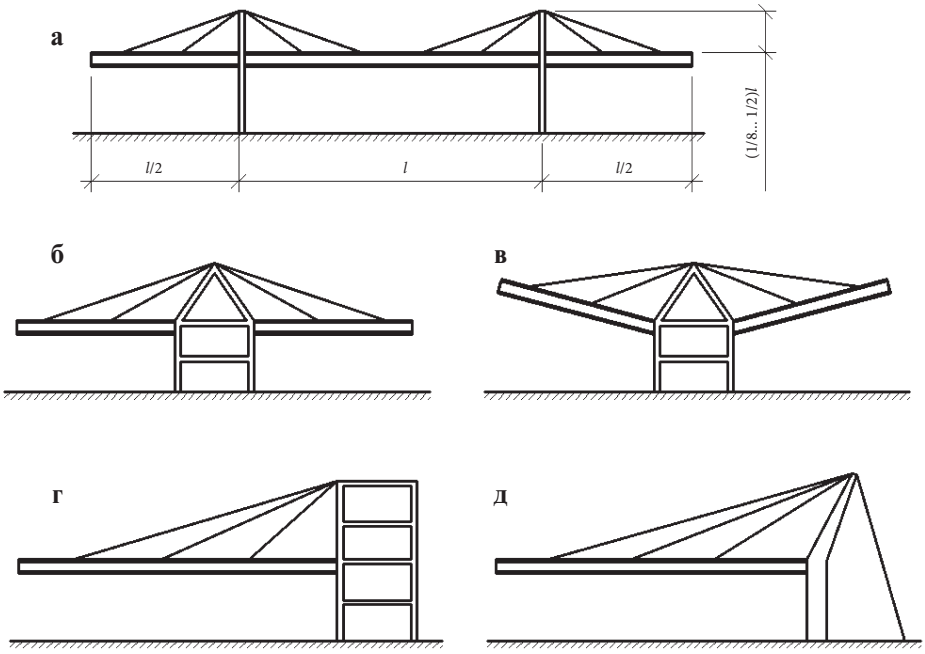


Рис. 3.6.24. Схемы консольных подвесных покрытий:
а — в) двухконсольные системы; *г*, *д*) одноконсольные системы

Шаг несущих конструкций подвесных покрытий принимают не менее 10 м. Стрелу провиса вант назначают равной 1/8...1/2 пролета, угол наклона вант — не менее 30°, а строительную высоту жесткой конструкции — 1/10...1/12 — расстояния между точками подвеса [18].

Мембранные покрытия

Мембранное покрытие — это покрытие, в котором пролетная часть представляет собой тонколистовую оболочку (мембрану), работающую в основном на растяжение. Распор мембраны воспринимается специальной опорной конструкцией. Мембранные покрытия могут иметь в плане различную форму.

Наиболее рациональными являются круглые и овальные в плане покрытия в виде оболочки положительной кривизны.

Мембранная оболочка обладает малым весом и малой изгибной жесткостью, в связи с этим необходимо предусмотреть меры по его стабилизации. Стабилизация выполняется одним из следующих способов:

- увеличение собственного веса покрытия, использование балластного пригруза и подвесного технологического оборудования;
- увеличение изгибной жесткости покрытия за счет введения дополнительных конструкций;
- предварительное напряжение.

Мембранные оболочки преимущественно выполняют из отдельных полотнищ заводского изготовления толщиной 2—6 мм шириной до 12 м. Полотнища располагают вдоль направления действия максимальных усилий и соединяют между собой и с контуром внахлестку на сварке или высокопрочных болтах.

В большинстве случаев мембрана подкрепляется ортогональной или радиально-кольцевой системой элементов, которые при монтаже тонколистовой оболочки используются в качестве «постели». Направляющие элементы «постели» располагают вдоль мембранных полотнищ шагом равным их ширине или в два раза чаще (около 6 м), увязывая с шагом основных колонн и длиной элементов опорного контура. Необходимо обеспечивать совместную работу пролетной конструкции и направляющих элементов за счет их надлежащего соединения между собой и опорным контуром. Опорные узлы направляющих элементов оснащаются приспособлениями для регулирования геометрии в период монтажных работ.

Поперечные элементы «постели» выполняют из гнутых или прокатных профилей и устанавливают с шагом 3—6 м. Сечение профилей определяют из условия непревышения относительного прогиба элемента 1/200 пролета под действием веса мембраны. Поперечные элементы должны работать по неразрезной схеме, которая обеспечивается за счет узла крепления поперечных элементов к направляющим (рис. 3.6.25). Поперечные элементы с мембраной не соединяют [18].

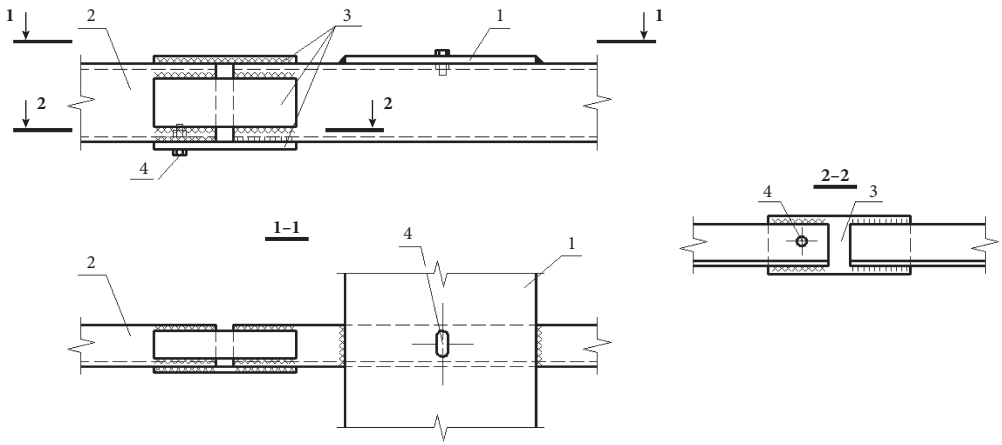


Рис. 3.6.25. Узел сопряжения элементов «постели»: 1 — направляющая; 2 — поперечный элемент «постели»; 3 — накладка; 4 — монтажный болт

Крепление технологического оборудования осуществляют на гибких подвесках к поперечным элементам «постели» или непосредственно к мембране с использованием распределительных шайб.

Опорный контур мембранных покрытий может быть железобетонным или стальным. Железобетонный контур чаще всего имеет прямоугольное или двутавровое сечение. Круглое сечение имеет трубобетонный опорный контур. Стальной опорный контур выполняется из элементов двутаврового или коробчатого сечения. Выбор типа опорного контура зависит от геометрии покрытия, действующих нагрузок, сроков возведения и т. п.

Крепление мембраны к опорному контуру выполняется с использованием опорных столиков на сварке или высокопрочных болтах (рис. 3.6.26) [18].

Ширину опорного столика принимают равной 300—400 мм, толщину — в 1,3—1,5 раза больше толщины мембраны. Угол наклона опорного столика определяется уклоном мембраны в месте примыкания к опорному контуру под действием максимальной нагрузки. Шаг вертикальных ребер опорного столика должен составлять не более 300 мм. Крепление мембраны к опорному столику можно осуществить листовой накладкой шириной не менее 150 мм (рис. 3.6.26) [18].

На колонны и стены, находящиеся ниже мембранного покрытия, действуют вертикальные нагрузки от покрытия и горизонтальные нагрузки от ветра, сейсмического воздействия, а также от перемещений контура в результате его обжатия, изгибных деформаций и температурных воздействий. Для уменьшения усилий в колоннах от горизонтальных перемещений опорного контура при ее гибкости менее 100 соединение с фундаментом следует выполнить

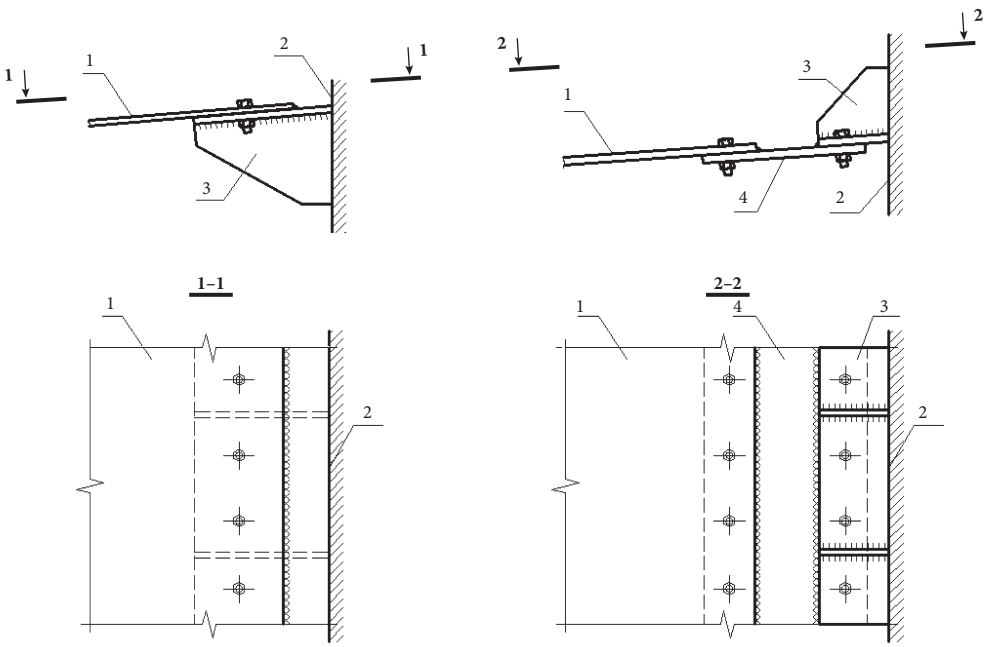


Рис. 3.6.26. Узлы примыкания мембраны к опорному контуру:
1 — мембрана; 2 — опорный контур; 3 — опорный столик; 4 — накладка

шарнирным, с опорным контуром — жестким, при гибкости более 100 оба соединения — жесткими. При опирании покрытия на стены опорный контур устанавливают на монолитный железобетонный распределительный пояс, с установкой между ними листов с низкофрикционной поверхностью.

Расчетные длины расположенных по периметру колонн следует определять исходя из следующих предпосылок. Мембранное покрытие в горизонтальной плоскости является жестким диском. В расчетной схеме сопряжения колонн с контуром в радиальном направлении в связи с относительно малой крутильной жесткостью опорного контура в запас можно принимать шарнирными, в тангенциальном направлении — исходя из соотношения изгибных жесткостей колонн и контура. Соединения колонн с фундаментами принимают в соответствии с конструктивным решением (шарнир, упругое или жесткое защемление). В случае скользящего опирания контура, колонна должна рассматриваться как консоль, защемленная в фундаменте.

Для обеспечения общей устойчивости сооружения необходима установка не менее четырех вертикальных связевых панелей между колоннами по осям симметрии сооружения. Если высота колонн больше шага их расположения в 1,5 раза и более, то по всему периметру сооружения следует устанавливать дополнительные горизонтальные распорки.

Устойчивость сооружения допускается обеспечивать за счет изгибной жесткости колонн, защемленных в фундаменте или с помощью вертикальных диафрагм. В круглых (овальных) в плане покрытиях контур крепится к диафрагмам с помощью связей, допускающих радиальные перемещения контура, но препятствующих его тангенциальным перемещениям. Общую устойчивость сооружения следует проверять по деформированной схеме.

Стрелу провисания мембранных систем рекомендуется назначать для цилиндрических покрытий — в пределах 1/10...1/20 перекрываемого пролета, для оболочек положительной гауссовой кривизны на круглом или овальном плане — 1/20...1/30, для оболочек отрицательной гауссовой кривизны — 1/20...1/30 [18].

Примером мембранного покрытия является покрытие крытого стадиона на проспекте Мира, построенного к Олимпийским играм 1980 году в г. Москве (рис. 3.6.27). Здание имеет форму эллипса с размерами 224 × 183 м. Мембранное покрытие здания в форме эллиптического параболоида имеет стрелу провисания 12,5 м. Тонколистовая оболочка покрытия подкреплена системой радиальных и кольцевых ребер. На большей части покрытия толщина мембраны из малоуглеродистой стали 14Г2 равна 5 мм, в центральной части толщина увеличена до 10 мм. Радиальные ребра выполнены в виде висячих ферм высотой 2,5 м, использованных, в качестве «постели» для монтажа мембраны. Фермы располагались с шагом 10 м по наружному периметру и с шагом 1,34 м у внутреннего кольца. Верхний пояс ферм выполнен из швеллера № 40, уложенного полками вниз, нижний пояс — из швеллера № 18, треугольная решетка — из одиночных уголков 100 × 7 мм.

В средней части покрытия размещена плоская плита, имеющая в плане очертание эллипса с размерами по главным осям 30 × 24 м. Плита состоит



Рис. 3.6.27. Крытый стадион на проспекте Мира Олимпийский (г. Москва)

из системы ортогонально расположенных балок и окаймлена по контуру сварным двутавром высотой 1 м. Балочная клетка покрыта стальным листом толщиной 8 мм, расположенным на уровне оболочки.

Наружный опорный контур с размерами поперечного сечения $5 \times 1{,}75$ м выполнен из монолитного железобетона в стальной опалубке корытообразного сечения, сваренной из листов толщиной 12 мм.

Опорный контур установлен на 32 стойки. Стойки прямоугольного сечения с размерами $2 \times 0{,}8$ м представляет собой обетонированную сквозную колонну с 4 ветвями из уголков 200×30 мм, объединенных решеткой из уголков по длинной стороне и планками по короткой. Стойка наверху жестко связан с опорным контуром, а внизу через цилиндрический шарнир опирается на железобетонный подколонник, связанный со сборными железобетонными конструкциями подиума. Цилиндрический шарнир допускает поворот стоек в радиальном направлении, в тангенциальном направлении стойки жестко защемлены [50].

Опорные конструкции

Конструктивное решение опорного контура, на который передается распор от висячей пролетной конструкции, влияет на эффективность всей несущей системы сооружения. Замкнутый опорный контур является внешне безраспорной конструкцией. Размеры поперечного сечения железобетонного контура предварительно можно принять равными:

- для арочных бортовых элементов

$$h = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{60}\right) l, \quad b = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right) h;$$

- для кольцевых бортовых элементов

$$h=\left(\frac{1}{50}-\frac{1}{100}\right)l,\ b=\left(\frac{1}{150}-\frac{1}{300}\right)l;$$

- для прямолинейных бортовых элементов

$$h=\ \frac{1}{10}-\frac{1}{15}\ \ l_b,\ \ b=\ \ \frac{1}{2}-\frac{1}{3}\ \ h,$$

где h — высота поперечного сечения (в плоскости опорного контура); l — перекрываемый пролет; l_b — пролет бортового элемента.

При разомкнутом опорном контуре распор от пролетной конструкции необходимо передавать на фундаменты специальными конструкциями (рис. 3.6.28) [73]. При наличии пристроенных к основному пролету зданий целесообразно передавать распор на каркас пристроенных зданий (рис. 3.6.28 *а*). Воспринять распор можно наклонными оттяжками из предварительно напряженного железобетона или из стального проката (рис. 3.6.28 *б*). Наличие оттяжек затрудняет использование пространства по периметру здания. При вертикальных оттяжках и наклонных стойках рис. (3.6.28 *в*) затрудняется использование внутреннего пространства здания. В зрелищно-спортивных сооружениях распор может воспринимать конструкция трибуны (рис. 3.6.28 *г*). Также распор от пролетной конструкции можно передавать на пилоны различной формы (3.6.28 *д* — *ж*).

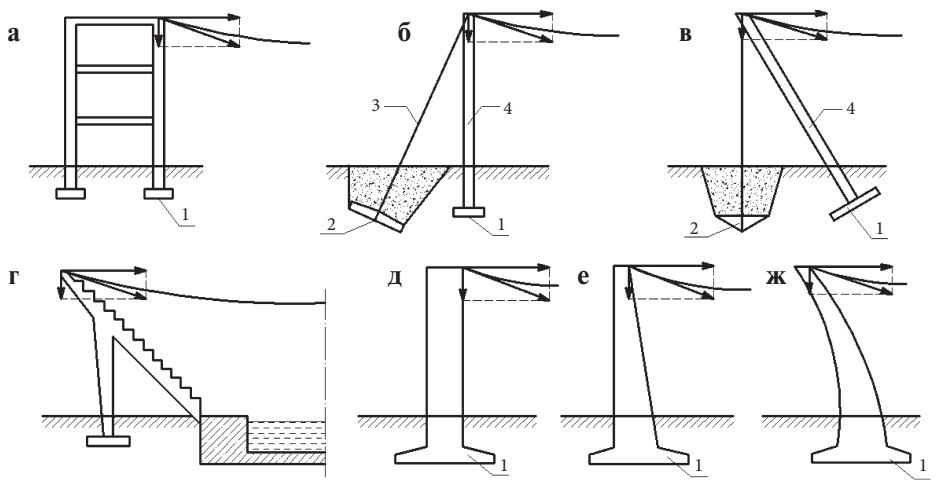


Рис. 3.6.28. Схемы опорных конструкций висячих покрытий при разомкнутом наружном контуре: *а*) жесткая рама; *б*) подкосная система с наклонной оттяжкой; *в*) подкосная система с вертикальной оттяжкой; *г*) трибуна; *д*, *е*, *ж*) пилоны; 1 — фундамент; 2 — анкерный фундамент; 3 — оттяжка; 4 — стойка

3.6.2. Основы расчета вантовых и мембранных покрытий

Висячие покрытия рассчитывают в соответствии с действующими нормами проектирования строительных конструкций по первой (расчет несущей способности) и второй группы (расчет возможной деформируемости) группе

предельных состояний. Необходимо обеспечение несущей способности всех конструктивных элементов и напряженных узлов соединения покрытия. Деформативность покрытий проверяют при максимальных значениях нагрузок равномерного и неравномерного загружения.

Висячие покрытия — это геометрически-нелинейные системы. Расчет в линейной постановке дает завышенные значения усилий и перемещений. При расчете вантовых и мембранных систем также часто необходимо учитывать конструктивную нелинейность их работы, связанную с выключением из работы сжатых гибких вант, а также частичным или полным выключением материала мембраны по направлению сжатия.

Аналитические методы используются в основном для получения предварительных и оценочных результатов, а также для расчетов простейших систем. Упрощенные приемы статического расчета висячих покрытий представлены в п. 6.2.2. Численный расчет висячих покрытий выполняют с использованием вычислительных программ с учетом геометрически, физически и конструктивно нелинейной работы.

Общие рекомендации по численному расчету

Создание адекватной расчетной схемы висячей конструкции, выбор процедуры численного расчета является сложной задачей и, в связи с чем, необходимо подтверждение корректности используемой численной методики экспериментальным путем или расчетами в нескольких вычислительных программах, разница в результатах которых не должна превышать 5% [18].

Расчет висячих покрытий выполняют с учетом неупругих деформаций железобетонного или стального опорного контура. При железобетонном опорном контуре следует учитывать деформации усадки и ползучести бетона. При расчете пролетной части мембранных конструкций по первой группе предельных состояний следует ограничиваться упругой стадией работы материала.

Для расчета мембранных покрытий рекомендуется применять метод конечных элементов (МКЭ) или метод стержневой аппроксимации (МСА), позволяющие решать сложные задачи расчета мембранных покрытий с учетом различных конструктивных особенностей таких покрытий.

Точность результатов расчета, выполняемых численными методами, зависит в основном от густоты сетки дискретной расчетной модели. Выбор густоты сетки определяется компромиссом между временем счета задачи и точностью расчета, в зависимости от конкретных условий решаемой задачи.

При использовании МСА мембрана заменяется системой связанных друг с другом стержневых ячеек. Жесткости стержней и конфигурация ячеек выбираются так, чтобы стержневая модель наиболее полно отражала работу изучаемой системы. Для исследования мембранных конструкций чаще всего используются шарнирно-стержневые ячейки с коэффициентом Пуассона, равным 1/3, что близко к коэффициенту поперечной деформации стали и алюминия. Контур моделируется или одним стержнем (в случае учета только чистого кручения), или тремя стержнями со специально подобранными жесткостями (для тонкостенного опорного контура с открытым профилем)

[77]. При использовании МСА сначала переходят от оболочки к стержневой модели, а затем по результатам расчета совершают обратный переход, определяя усилия в конструкции по усилиям в стержневой системе. МСА успешно использовали для исследования мембранных конструкций [78—84].

МСА и МКЭ обладают одинаковой точностью, но при расчете МСА необходимо проведение дополнительных работ по определению жесткостных характеристик стержневых элементов, по замене распределенной нагрузки на мембрану на сосредоточенные силы на узлы стержневой модели, а также при определении погонных усилий в оболочке по результатам расчета стержневой системы. Указанные работы можно автоматизировать.

Для расчета мембранных покрытий удобно использовать МКЭ, имеющий более простые расчетные схемы по сравнению с МСА и позволяющий получать усилия в конструкции без дополнительного перехода. Мембранная конструкция состоит из гибкой мембраны и податливого контура, поэтому для расчета необходимо использовать конечные элементы двух типов — элемент тонкой оболочки и стержневой элемент опорного контура. Оба эти элемента должны обеспечивать возможность расчета с учетом геометрической нелинейности. В [85] рассмотрена возможность применения известных вычислительных комплексов для расчета мембранных прямоугольных конструкций с плоским податливым опорным контуром.

Расчетную схему рекомендуется формировать следующим образом [15]. Исходная геометрия поверхности мембраны принимается с учетом начальной стрелы провиса покрытия. Направление прямых, образующих сетку, рекомендуются принимать в зависимости от очертания плана и геометрии поверхности покрытия. Для оболочек нулевой и положительной гауссовой кривизны с прямоугольным планом сетка наносится параллельно сторонам опорного контура. Для оболочек в форме гиперболического параболоида на квадратном плане стороны ячеек принимаются параллельно диагонали. Для оболочек вращения с круговым планом рациональна радиально-кольцевая разбивка. Для оболочек положительной гауссовой кривизны на овальном плане возможна как радиально-кольцевая разбивка, так и ортогональная разбивка, параллельная осям симметрии. Рекомендуется на участках с большим градиентом значений усилий и перемещений выполнять более мелкую разбивку.

Расчет процесса монтажа является обязательным для висячих большепролетных конструкций, и по сложности и ответственности зачастую не уступает основному расчету на эксплуатационные нагрузки. Сложность расчета определяется необходимостью учета изменения конструктивной и расчетной схем на каждом этапе монтажа, накоплением усилий и деформаций. Расчеты необходимо проводить в геометрически нелинейной постановке. Пример расчета процесса монтажа применительно к зданию с мембранным покрытием приведен в [86].

Приближенные методы расчета

Усилия в однопоясных висячих покрытиях с параллельными вантами

За расчетную схему ванты в зависимости от конструктивной компоновки покрытия принимают провисающую нить с шарнирно-неподвижными опорами

на одном или разных уровнях с равномерно-распределенной нагрузкой от веса кровли и снега (рис. 3.6.29).

Распор ванты определяется:

$$H = \frac{M_0}{y} = \frac{ql^2}{(8f)}, \tag{3.6.1}$$

где M_0 — изгибающий момент от нагрузки q в обычной балке пролетом l; y — ордината линии ванты.

Вертикальная составляющая реакций при расположении опор на одном уровне:

$$V = \frac{ql}{2}. \tag{3.6.2}$$

Наибольшее усилие растяжения ванты возникает в опорном сечении:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}. \tag{3.6.3}$$

Сечение с наименьшим усилием растяжения ванта располагается в середине пролета: $N_{\min} = H$.

При расположении бортовых элементов на разных уровнях наибольшее усилие растяжения ванты возникает в сечении у верхней опоры:

$$V_1 = \frac{ql}{2} + Htg\beta;\ V_2 = \frac{ql}{2} - Htg\beta. \tag{3.6.4}$$

Усилие распора с учетом удлинения ванты можно определить из уравнения:

$$H^3 + \frac{8BH^2}{(3n^2\mu^3)} = \frac{CB}{(2l\mu^3)}, \tag{3.6.5}$$

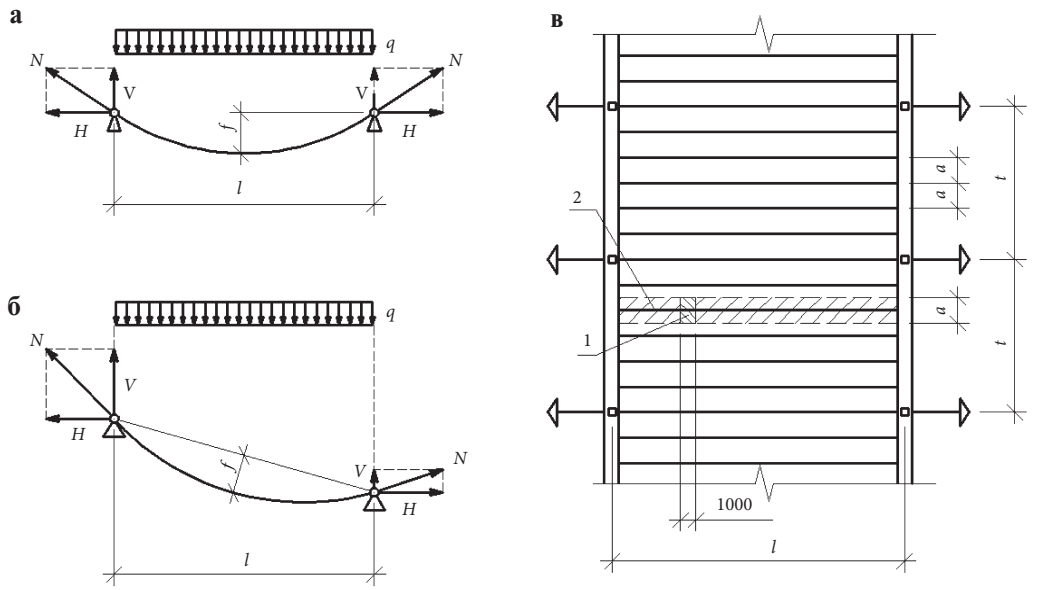


Рис. 3.6.29. Расчетная схема однопоясных висячих покрытиях с параллельными вантами: *а*) с опорами на одном уровне; *б*) с опорами на разных уровнях; *в*) план покрытия; 1 — площадка линейной нагрузки q; 2 — грузовая площадь одной ванты

где $B = EA;\ n = \frac{l}{f}; \mu = \frac{S}{l}; C = \frac{q^2 l^3}{12};$ A — площадь поперечного сечения ванты; E — модуль упругости материала ванты; S — длина ванты.

Уравнение (3.6.5) дает достаточно точное значение распора с учетом удлинения ванты, но его решение трудоемко. Принимая длину ванты при равномерно распределенной нагрузке равной

$$S = l + \frac{8f^2}{3l}, \tag{3.6.6}$$

можно определить, что погрешность расчетов по формуле (6.1) составляет от 2,2—7,6% при $f = \frac{1}{10}l$ и до 12,8—20,6% при $f = \frac{1}{20}l$.

Растягивающее усилие в вантах следует определять по расчетной нагрузке в стадии возведения покрытия. Значение этой нагрузки, с учетом дополнительного растяжения вант, необходимое для предварительного напряжения покрытия, подсчитывают так:

$$q = \left[g_{\text{п}} + \left(g_{\text{кр}} + p_{\text{сн}} \right)(1{,}2 \div 1{,}3) \right] a, \tag{3.6.7}$$

где g_n — расчетная нагрузка от массы 1 м² плит; $g_{кр}$ — расчетная нагрузка от массы 1 м² кровли; $p_{сн}$ — расчетная снеговая нагрузка от 1 м² покрытия; a — шаг вант.

Прогиб ванты при равномерно распределенной нагрузке определяется по формуле:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \cdot \frac{\mu^2}{f^2} \cdot \frac{ql^4}{EA}, \tag{3.6.8}$$

где $\mu = 1 + \frac{8f^2}{3l^2}$ — отношение длины ванты к пролету.

Начальная длина ванты в случае расположения бортовых элементов на одном уровне может быть вычислена по формуле:

$$S = l\left[1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA} \right]. \tag{3.6.9}$$

При креплении концов вант на разных уровнях начальная длина ванты составляет:

$$S = l \Bigg/ \left[\frac{1}{\cos\beta} + \frac{8f^2 \cos^3\beta}{3l^2} - \frac{H}{EA\cos^2\beta} \right], \tag{3.6.10}$$

где β — угол наклона к горизонту линии, соединяющей опоры ванты.

Усилие растяжения в наклонных оттяжках (рис. 3.6.29 *б*) вычисляют по формуле:

$$N_{\text{от}} = \frac{Ht}{a\cos\alpha}\ , \tag{3.6.11}$$

где α — угол наклона оттяжки к горизонту; t — шаг оттяжек вдоль здания.

Усилие растяжения в вертикальных оттяжках (рис. 3.6.28*в*) определяют по формуле:

$$N_{от} = \frac{Nth_1}{ah_2} = \frac{Nth_1'}{ah_2}, \qquad (3.6.12)$$

где h_2 — плечо усилия в оттяжке относительно центра подошвы фундамента стойки; $h_1' = h - 4h_2\frac{f}{l}$ — расстояние по вертикали от линии действия N до центра подошвы фундамента стойки; h — вертикальная проекция стойки.

Усилия в однопоясных висячих покрытиях с радиальными вантами

Усилия в висячих оболочках с радиальными вантами зависят от конструктивной формы покрытия. Расчетная схема провисающего покрытия приведена на рис. 3.6.30. Нагрузка на 1 м ванты у наружного кольца q является наибольшей для стадии возведения покрытия и определяется по формуле (3.6.7).

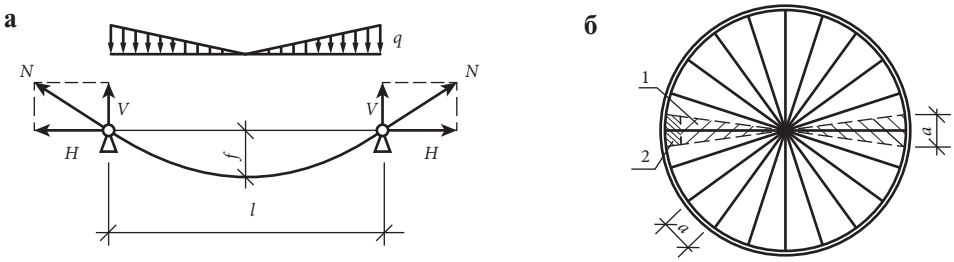


Рис. 3.6.30. Однопоясное висячее покрытие: *а*) расчетная схема вант; *б*) план покрытия; 1 — грузовая площадь ванты; 2 — площадка действия линейной нагрузки

Растягивающее усилие в ванте у наружного опорного кольца провисающего покрытия вычисляют по формулам:

$$H = \frac{ql^2}{24f};\ V = \frac{ql}{4};\ N = \sqrt{H^2 + V^2} = H\sqrt{1 + 36\frac{f^2}{l^2}}. \qquad (3.6.13)$$

Усилие растяжения центрального кольца и сжимающего наружное:

$$N_к = \frac{Hl}{2a}. \qquad (3.6.14)$$

Прогиб вант в центре покрытия составляет:

$$\Delta f = \frac{5}{864}\frac{\mu^2}{f^2}\frac{ql^4}{EA}, \qquad (3.6.15)$$

где $\mu = 1 + \frac{18f^2}{5l^2}$ — отношение длины ванты к пролету.

Начальную длину ванты вычисляют по формуле:

$$S = l\left[1 + \frac{18f^2}{5l^2} - \frac{H}{EA}\right]. \qquad (3.6.16)$$

Усилия в двухпоясных висячих покрытиях с параллельными вантами

При расчете покрытия рассматривают одну вантовую ферму, на которую действует равномерно распределенная нагрузка. Взаимное расположение несущей и стабилизирующей вант, а также конструктивные элементы между ними (рис. 3.6.8) не влияют на определение распора. Распределение усилий в вантах показано на расчетной схеме (рис. 3.6.31).

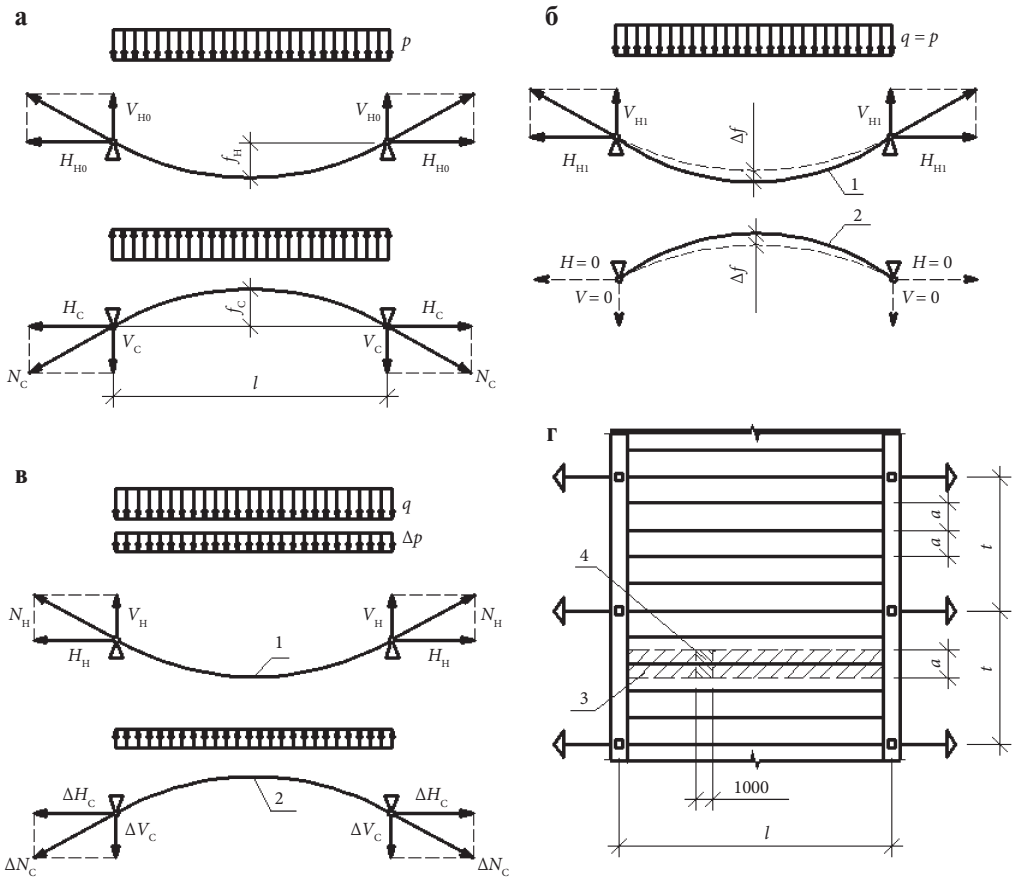


Рис 3.6.31. Расчетные схемы параллельно расположенных вант в двухпоясном покрытии: *а*) стадия предварительного напряжения; *б*) стадия погашения внешней нагрузкой предварительного напряжения покрытия; *в*) расчетная схема вант в стадии эксплуатации; *г*) план покрытия; 1 — несущая ванта; 2 — стабилизирующая ванта; 3 — площадка действия линейных нагрузок *q, p,* Δp; 4 — грузовая площадь на вантовую ферму

Расчетную нагрузку на вантовую ферму подсчитывают следующим образом:

$$q = q_0 a, \tag{3.6.17}$$

где q_0 — расчетная нагрузка на 1 м^2 массы покрытия и снега: a — шаг вант вдоль здания.

При действии на покрытие расчетной нагрузки усилие предварительного натяжения стабилизирующих вант не должно погашаться, как показано

на рис. 3.6.31 *б*. Для обеспечения жесткости покрытия на стадии эксплуатации в стабилизирующих вантах напряжения не должны быть меньше 10—15% начального натяжения, из чего следует, что:

$$\Delta p = (0{,}1—0{,}15)\, p_0. \tag{3. 6.18}$$

Погашение предварительного напряжения стабилизирующей ванты происходит при выполнении следующего условия:

$$p_0 = q\frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_н}, \tag{3.6.19}$$

где α — коэффициент пропорциональности изменения распоров несущей и стабилизирующей вант при действии внешней нагрузки (в качестве первого приближения его значение можно принимать 0,1—0,15).

Усилия в несущей ванте максимального значения достигают в стадии эксплуатации. По длине ванты наибольшее растягивающее усилие действует у ее концов:

$$H_н = \frac{(q+\Delta p)l^2}{8 f_н};\ V_н = \frac{(q+\Delta p)l}{2};\ N_н = \sqrt{H_н^2 + V_н^2}. \tag{3.6.20}$$

Стабилизирующая ванта испытывает наибольшее усилие в стадии возведения покрытия:

$$H_c = \frac{(p_0+\Delta p)l^2}{8 f_c};\ V_c = \frac{(p_0+\Delta p)l}{2};\ N_c = \sqrt{H_c^2 + V_c^2}. \tag{3.6.21}$$

Длина несущей и стабилизирующей вант «в заготовке» составляет:

$$S_н = l\left[1 + \frac{8 f_н^2}{3l^2} - \frac{H_н}{E_н A_н}\right];\ S_с = l\left[1 + \frac{8 f_с^2}{3l^2} - \frac{H_с}{E_с A_с}\right]. \tag{3.6.22}$$

В распорках между вантами в выпуклом покрытии наибольшие сжимающие усилия возникают в стадии эксплуатации, поскольку через распорки внешняя нагрузка передается на несущие ванты:

$$N_р = (q + \Delta p)\, a_1, \tag{3.6.23}$$

где a_1 — шаг распорок в вантовой ферме.

В вертикальных растяжках вогнутого покрытия максимальные усилия действуют в стадии монтажа, так как после загружения покрытия натяжение стабилизирующих вант ослабевает:

$$N_р = (p_0 + \Delta p)\, a_1. \tag{3.6.24}$$

В наклонных растяжках между вантами усилия в первом приближении вычислять по формуле:

$$N_р = \frac{(p_0+\Delta p)a_1}{\cos\varphi}, \tag{3.6.25}$$

где φ — угол наклона раскосов к вертикали.

Усилия в двухпоясных висячих покрытиях с радиальными вантами

Расчетная схема вант не зависит от взаимного расположения их в покрытии. Поскольку все радиальные вантовые фермы пересекаются в центре покрытия, линейная нагрузка на ванты распределяется по закону двух треугольников (рис. 3.6.32). Расчетную нагрузку на 1 м несущей ванты у наружного кольца вычисляют по формуле (3.6.17).

Как и в покрытиях с параллельными вантами, в радиальных системах для обеспечения их жесткости при полном сочетании нагрузок должно оставаться некоторое усилие растяжения в стабилизирующих вантах (10–15% начального). По этой причине нагрузку p_0 для предварительного напряжения покрытия следует завышать на Δp. Значения нагрузок Δp и p_0 определяют по формулам (3.6.18) и (3.6.19).

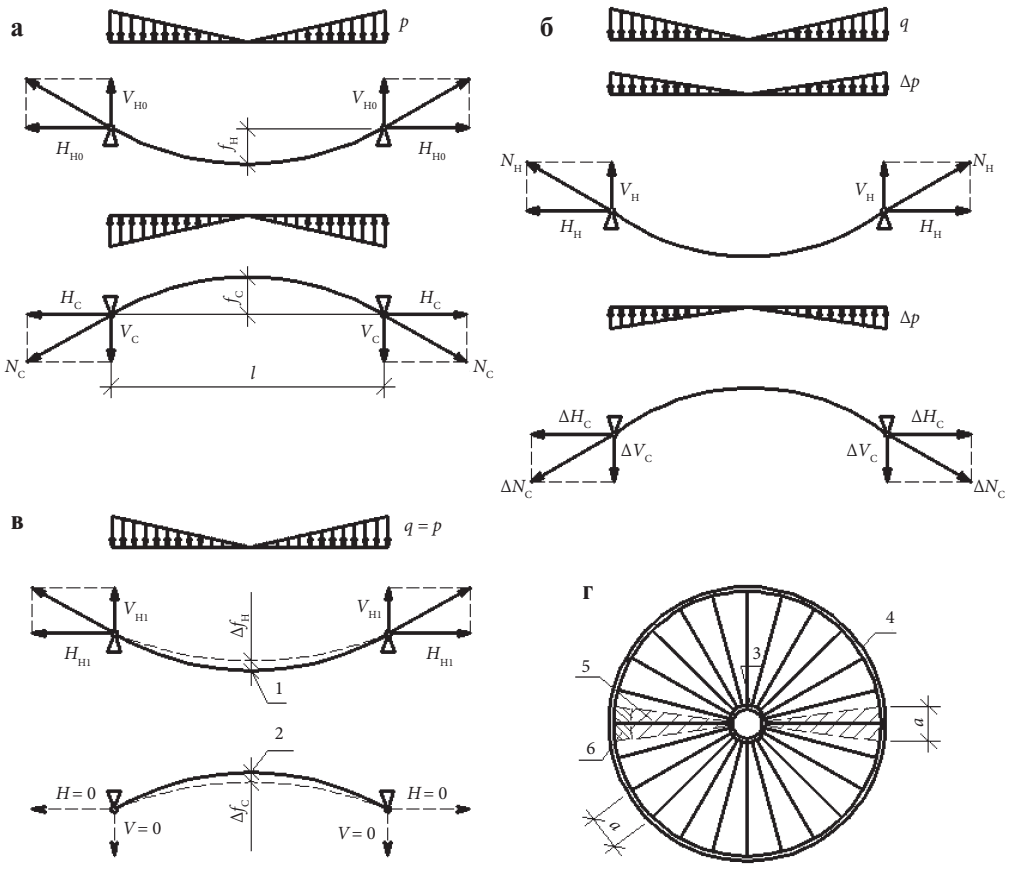


Рис. 3.6.32. Расчетные схемы вант в двухпоясном радиальном покрытии: *а*) стадия предварительного напряжения; *б*) расчетная схема в стадии эксплуатации; *в*) стадия погашения внешней нагрузкой предварительного напряжения покрытия; *г*) план покрытия; 1 — несущая ванта; 2 — стабилизирующая ванта; 3 — центральное кольцо: 4 — наружное опорное кольцо; 5 — грузовая площадь действия нагрузок на вантовую ферму; 6 — площадка действия линейных нагрузок *q, p, n, p*

Усилия в несущей ванте достигают наибольшего значения у наружного кольца в стадии эксплуатации покрытия:

$$H_{\text{н}} = \frac{(q+\Delta p)l^2}{24 f_{\text{н}}};\ V_{\text{н}} = \frac{(q+\Delta p)l}{4};\ N_{\text{н}} = \sqrt{H_{\text{н}}^2 + V_{\text{н}}^2}. \qquad (3.6.26)$$

Стабилизирующие ванты рассчитывают в стадии монтажа, когда в них действует максимальное растягивающее усилие:

$$H_{\text{с}} = \frac{(p_0+\Delta p)l^2}{24 f_{\text{с}}};\ V_{\text{с}} = \frac{(p_0+\Delta p)l}{4};\ N_{\text{с}} = \sqrt{H_{\text{с}}^2 + V_{\text{с}}^2}. \qquad (3.6.27)$$

В кольцах центрального барабана от распора несущих и стабилизирующих вант возникают растягивающие усилия. С такими же по значению усилиями сжимаются раздвоенные кольца опорного контура:

$$H_{\text{к}} = \frac{H_{\text{н}} l}{2a};\ \ H_{\text{к.с.}} = \frac{H_{\text{с}} l}{2a}. \qquad (3.6.28)$$

В вогнутом покрытии центральное кольцо растягивается совместным действием несущих и стабилизирующих вант. Наружное опорное кольцо в покрытиях (на рис. 3.6.9 *а, в, г*) испытывает такое же по значению сжимающее усилие:

$$H_{\text{к}} = \frac{(H_{\text{н}} + \Delta H_{\text{с}})l}{2a}, \qquad (3.6.29)$$

где $H_{\text{с}} = \dfrac{\Delta p l^2}{24 f_{\text{с}}}$ — остающийся распор стабилизирующих вант при действии на покрытие расчетной нагрузки.

В распорках и растяжках между вантами наибольшие усилия действуют вблизи опорного контура. Значение этих усилий рассчитывают по формулам (3.6.23), (3.6.24) и (3.6.25).

Длину несущей и стабилизирующей вант «в заготовке» вычисляют по формулам:

$$S_{\text{н}} = l\left(1 + \frac{18 f_{\text{н}}^2}{5l^2} - \frac{H_{\text{н}}}{E_{\text{н}} A_{\text{н}}}\right);\ S_{\text{с}} = l\left(1 + \frac{18 f_{\text{с}}^2}{5l^2} - \frac{H_{\text{с}}}{E_{\text{с}} A_{\text{с}}}\right). \qquad (3.6.30)$$

В покрытии типа «велосипедное колесо» (рис. 3.6.9 *в*) стабилизирующие ванты работают как струны, вследствие чего расчетная схема всей системы представляется иной (рис. 3.6.33).

Усилие предварительного натяжения стабилизирующих вант погасится при действии на покрытие расчетной нагрузки, если кольца барабана раздвинуты с усилием ΣP_0.

$$\Sigma P_0 = \Sigma P_q \frac{\alpha f_{\text{с}}}{\alpha f_{\text{с}} + f_{\text{н}}}, \qquad (3.6.31)$$

где α — имеет то же значение, что и в формуле (6.19).

Для обеспечения жесткости покрытия при полном сочетании нагрузок каждую пару вант нужно раздвигать с усилием:

$$P = P_0 + \Delta P = (1{,}1 — 1{,}15)\ P_0, \qquad (3.6.32)$$

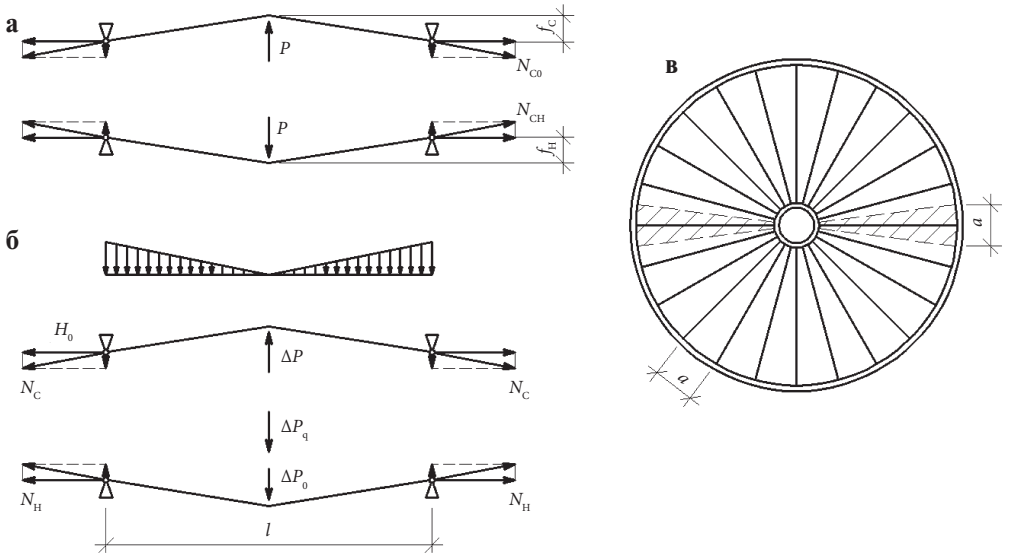


Рис. 3.6.33. Расчетная схема вант в двухпоясном покрытии типа «велосипедное колесо»: *а*) стадия напряжения вант при возведении покрытия; *б*) расчетная схема вант в стадии эксплуатации; *в*) план покрытия

тогда в стабилизирующих вантах будет оставаться 10—15% начального натяжения.

При внешней нагрузке, которая вдоль пары вант распределяется по закону двух треугольников, через барабан на несущую ванту передается следующее сосредоточенное усилие:

$$P_q = \frac{2ql}{6} = \frac{ql}{3}. \tag{3.6.33}$$

На барабан в целом передается усилие:

$$\Sigma P_q = nP_q, \tag{3.6.34}$$

где n — число взаимно пересекающихся вантовых пар в покрытии.

Несущая ванта растягивается по длине с постоянным усилием, значение которого является максимальным в стадии эксплуатаций покрытия:

$$N_н = \frac{P_q + \Delta P}{2}\sqrt{1+\frac{l^2}{4f_н^2}} \tag{3.6.35}$$

Распор стабилизирующей ванты и растягивающее усилие в ней имеют наибольшие значения в стадии эксплуатации. Их вычисляют по следующим формулам:

$$H_c = N_c \cos\beta_c = \frac{N_c}{\sqrt{1+\frac{4f_c^2}{l^2}}};$$

$$N_c = N_{c.р.} + H_q; \tag{3.6.36}$$

$$H_q^3 - H_q^2 N_{\text{с.р.}} = \frac{E_c q^2 l^2 \left(H_q + N_{\text{с.р.}}\right)}{720 R_y},$$

где $N_{\text{с.р.}} = \frac{\Delta P}{2}\sqrt{1+\frac{l^2}{4f_c^2}}$ — остающаяся часть усилия начального натяжения.

Кубическое уравнение решается методом пробных попыток. При первой попытке можно принимать, что усилие $N_{с.\,р.}$ влияет на площадь сечения стабилизирующей ванты, тогда:

$$H_q^2 - H_q N_{\text{с.р.}} = \frac{E_c q^2 l^2}{720 R_y},$$

где R_y — расчетное сопротивление материала ванты (для стальных канатов $R_y = 0{,}625\sigma_в$).

Усилия в кольцах центрального барабана определяют по формулам (3.6.28), в наружном опорном кольце — по формуле (3.6.29).

Подбор сечений несущих элементов вантовых висячих покрытий

После определения усилий в покрытии производят подбор сечений несущих элементов и рассчитывают на прочность узлы крепления вант к опорным конструкциям. Требуемая площадь сечения ванты из стержневой арматуры:

$$A \geq \frac{N}{R_y \gamma_c}, \tag{3.6.37}$$

где N — расчетное усилие в ванте; R_y — расчетное сопротивление арматурной стали растяжению; γ_c — коэффициент условия работы конструкции.

Требуемая площадь ванты и троса-подбора из стального каната:

$$A \geq \frac{1{,}6N}{k_n R_{un} \gamma_c}, \tag{3.6.38}$$

где 1,6 — коэффициент надежности по материалу; k_n — коэффициент, учитывающий понижение разрывного усилия каната по отношению к суммарном разрывному усилию проволок ($k_n = 0{,}81$—$0{,}85$ — для канатов ТК конструкций 1×37 и ЛК-Р конструкции 6×19; $k_n = 0{,}75$—$0{,}80$ — для канатов ТЛК-РО конструкции 6×36; $k_n = 1$ — для закрытых несущих канатов); R_{un} — временное сопротивление проволок каната разрыву; γ_c — коэффициент условия работы конструкции.

Центральные кольца в радиальных покрытиях испытывают осевое растягивающее усилие $N_к$. Требуемую площадь сечения кольца определяют по формуле (3.6.37).

Опорные кольца в радиальных покрытиях работают на сжатие, поэтому кроме расчета на прочность их следует проверять на устойчивость в своей плоскости. Критическое сжимающее усилие в кольце с учетом влияния вант может быть определено по формуле:

$$N_{кр} = \left(2E_к I_к \frac{100}{r^2}\right) \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{cr^2}{E_к I_к}}\right), \qquad (3.6.39)$$

где r — радиус оси кольца; $E_к I_к$ — жесткость кольца на изгиб в собственной плоскости, МПа · см^4 (для железобетонного кольца с прямоугольным поперечным сечением можно принимать $E_к I_к = \frac{0{,}85E_б bh^3}{12}$); $\varepsilon = \frac{H}{EA}$ — относительное удлинение ванты в плоскости кольца; μ — отношение длины ванты к пролету; β — угол наклона к горизонту линии, соединяющей опорные точки ванты $N_к$ — усилие, сжимающее кольцо, H; $c = \frac{N_к}{\varepsilon + \frac{\mu^2 - 1}{\cos^2\beta}}$ — коэффициент, характеризующий работу упругого основания, H.

Вертикальные и наклонные растяжки между вантами в двухпоясных покрытиях рассчитывают с использованием формул (3.6.37), (3.6.38).

Сечение распорок между несущими и стабилизирующими вантами назначают из расчета на устойчивость при центральном сжатии. Гибкость распорок не должна превышать 180.

В винтовых стяжках подлежит проверке прочность их по сечению с резьбой:

$$N \le nA_{bn}R_{bt}\gamma_c \qquad (3.6.40)$$

где n — число стяжных болтов; A_{bn} — площадь сечения стяжного болта по внутреннему диаметру резьбы; R_{bt} — расчетное сопротивление растяжению болта из стали повышенной прочности; γ_c — коэффициент условия работы конструкции.

Расчет мембран

В сферической провисающей мембране под действием равномерно распределенной нагрузки возникают меридиональные и кольцевые усилия:

$$N_1 = \frac{qr}{2};\ N_2 = \frac{qr}{2\cos 2\varphi}, \qquad (3.6.41)$$

где N_1 — линейное меридиональное усилие; N_2— линейное кольцевое усилие; q — расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции мембраны; r — радиус кривизны мембраны — его значение зависит от пролета и стрелы провисания оболочки: $r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$ — угол наклона касательной в рассматриваемом кольцевом сечении мембраны к горизонтальной плоскости.

В цилиндрической провисающей мембране на единицу ширины от равномерно распределенной нагрузки q (нагрузка на м^2) возникают такие же растягивающие усилия, как в висячих оболочках с параллельными вантами:

$$N = \frac{ql^2}{8f}\sqrt{1 + \frac{16f^2}{l^2}}, \qquad (3.6.42)$$

где l — перекрываемый пролет; f — стрела провисания мембраны.

В мембране из переплетенных лент на единицу ширины в 1 м от равномерно распределенной нагрузки q (нагрузка на м^2) у опорного контура действуют растягивающие усилия:

$$N = \frac{kql^2}{8f}, \tag{3.6.43}$$

где $k = 0{,}585$ — коэффициент, учитывающий работу лент другого направления; l — пролет ленты (в покрытии с круглым планом пролет лент равен диаметру мембраны).

В мембранах шатрового типа усилия в секторе с шириной 1 м у наружного опорного кольца можно определять как для аналогичной по форме висячей оболочки (рис. 3.6.31 *б*) и вывод формулы (3.6.19):

$$N = \frac{ql^2}{16f}\sqrt{1+\left(\frac{8f}{3l}+\mathrm{tg}\beta\right)^2}, \tag{3.6.44}$$

где β — угол наклона к горизонтальной плоскости липни, соединяющей по меридиональному сечению наружный опорный контур и центральное кольцо; q — расчетная равномерно распределенная нагрузка от покрытия на 1 м^2 проекции пола.

В двухслойной мембранной оболочке с поверхностью гипара усилия в несущих лентах определяют по формуле (3.6.42), поскольку при полной расчетной нагрузке q стабилизирующие ленты могут полностью выключаться из работы покрытия (в формуле (3.6.20) Δp можно принимать равной нулю).

Толщину мембраны из условия прочности участка шириной 1 м определяют по формуле:

$$t \geq \frac{N}{R_y \gamma_c}, \tag{3.6.45}$$

где N — расчетное усилие, Н/м; R_y — расчетное сопротивление металла листовой оболочки по пределу текучести, МПа; γ_c — коэффициент условия работы конструкции.

Контрольные вопросы к разделу 3.6

1. Висячие покрытия. Определение. Преимущества и недостатки.
2. Классификация висячих покрытий по типу конструктивной схемы с краткой характеристикой.
3. Общая характеристика однопоясных систем с параллельными нитями. Способы обеспечения жесткости покрытия.
4. Преимущества и недостатки схем однопоясных систем с радиальными нитями.
5. Схемы двухпоясных систем с параллельными нитями.
6. Схемы двухпоясных систем с радиальными нитями.
7. Общая характеристика вантовых сетей.
8. Мембранные покрытия. Определение. Способы стабилизации покрытия.
9. Конструктивные решения опорных конструкций.
10. Методы расчета висячих покрытий.

Темы практических занятий к разделу 3.6

1. Выполнить расчет и конструирование висячего покрытия круглого в плане здания с диаметром 100 м в III снеговом районе. Тип конструктивной схемы выбрать на основе результатов расчета приближенными методами.

3.7. НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ УЗЛОВЫХ СОПРЯЖЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.7.1. Опорные части несущих конструкций

Передача усилий от большепролетного покрытия на вертикальные несущие конструкции к другим осуществляется через опорные части [87]. Опорные части бывают неподвижными, линейно- и всесторонне-подвижными. Неподвижные допускают лишь угловые перемещения, а линейно- и всесторонне-подвижные допускают линейные и угловые перемещения в одном или двух направлениях. Опирание большепролетных конструкций должно исключать появление дополнительных усилий и перемещений системы. Для выполнения этих условий в плоскостных конструкциях (арках, фермах и т. д.) достаточно установить одну неподвижную или подвижную опорную часть. В пространственных конструкциях большепролетных покрытий применяют опорные части всех трех типов [22].

Некоторые конструктивные решения опорных частей приведены на рис. 3.7.1: тангенциальные, шаровые (со сферическим сегментом), катковые, стаканного типа и др. [88].

Стальные неподвижные опорные части выполняют в виде тангенциальных, реже шаровых опор. Их изготовляют сварными или литыми. Опорная

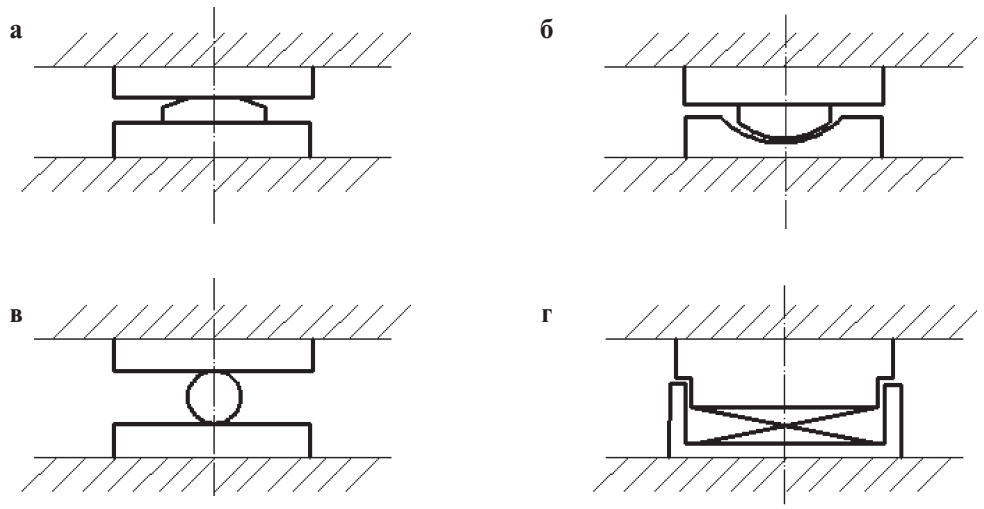


Рис. 3.7.1. Схемы опорных частей:
а) тангенциальная; *б*) шаровая; *в*) катковая; *г*) стаканного типа

поверхность тангенциальных опорных частей имеет прямоугольную форму в плане. При угловых перемещениях до 1% можно использовать призматические или цилиндрические опоры. В шаровых опорах угловые перемещения обеспечиваются во всех направлениях. При необходимости тангенциальные и шаровые опоры могут быть частью подвижных опорных частей, основанных на принципе их разделения на два уровня: один обеспечивает поворот опорного сечения, а другой — горизонтальные перемещения за счет взаимных линейных перемещений плит скольжения относительно друг друга.

Опорные части стаканного типа могут выполняться неподвижными, линейно- и всесторонне-подвижными. Неподвижная стаканная опорная часть состоит из стального стакана, заполненного полимерным материалом или резиной, и крышки [18]. При взаимном вращении стакана и крышки материал, заполняющий стакан, деформируется. Линейно-подвижная опорная часть снабжена направляющими элементами скольжения, которые могут располагаться в центре крышки или на ее внешних сторонах. Всесторонне-подвижная опорная часть включает дополнительно пару скольжения — фторопластовый диск, расположенный в выточке крышки, и скользящую плиту с прикрепленным к ней полированным стальным листом. Подробное описание этих конструкций дано в [89, 90, 91]. Расчет опорных частей и элементов их крепления следует выполнять на вертикальные и горизонтальные силы. Следует также учитывать силу трения и реактивные моменты, возникающие в опорных частях при угловых и линейных перемещениях опорных сечений. Эти усилия не учитывают, когда они действуют благоприятно, например, при расчете опор на устойчивость. Кроме того, на опорные части в поперечном направлении могут действовать силы, вызванные стеснением или воздействием горизонтальных внешних нагрузок. Более подробно расчет опорных частей приведен в [42]

3.7.2. Узловые болты-шарниры

Для соединения шарнирных узлов опирания стоек (рис. 3.7.2 *а*, *б*, *в*), звеньев оттяжек от пилонов (3.7.2 *г*, *д*), узлов крепления анкерных устройств канатов к опорам (3.7.2 *е*) применяются болты-шарниры. Геометрию узлов растянутых элементов симметричного сечения с отверстиями для болтов-шарниров с проушиной типа «А» (рис. 3.7.3 *а*) или типа «Б» (рис. 3.7.3 *б*) можно определить согласно п. 8.3 DIN 18800—1. Основными параметрами являются минимальные расстояние $a_{\min}$ от края отверстия до края проушины вдоль направления усилия N, расстояние $c_{\min}$ от края отверстия до края проушины поперек усилия N, $t_{\min}$ — толщина проушины, определяемые из выражений:

- тип А:

$$a_{\min} = \frac{N}{2t\ R_y} + \frac{2}{3}d,$$
$$c_{\min} = \frac{N}{2t \cdot R_y} + \frac{1}{3}d; \qquad (3.7.1)$$

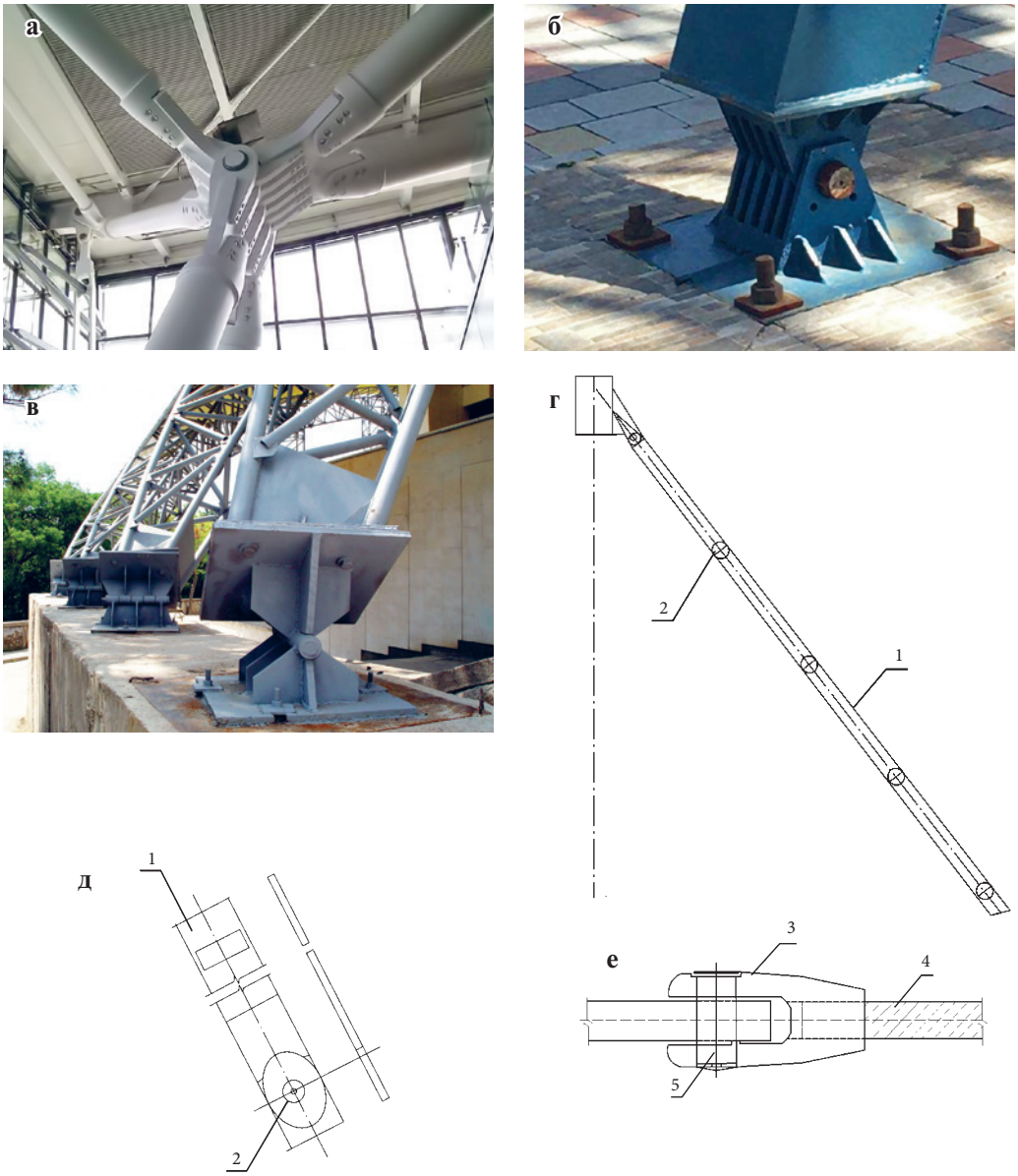


Рис. 3.7.2. Варианты применения узловых болтов-шарниров: *а*, *б*, *в*) шарнирные узлы; *г*, *д*) оттяжки от пилонов; *е*) крепление анкерных устройств канатов к опорам: 1 — звено оттяжки; 2 — шарнирный узел; 3 — анкерное устройство; 4 — канат; 5 — болты-шарниры

• тип Б:

$$t_{\min} = 0,7\sqrt{\frac{N\gamma_c}{R_y}}, \qquad d = 2,5t, \tag{3.7.2}$$

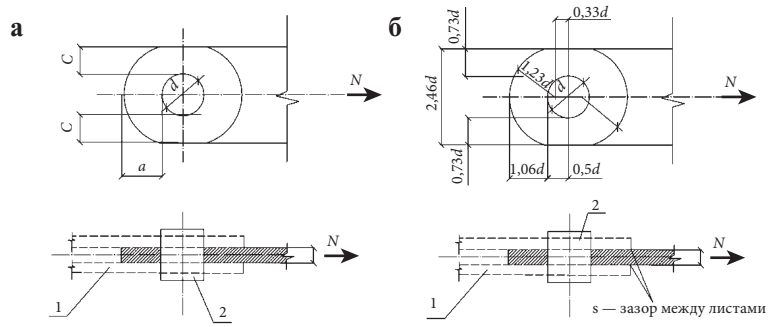


Рис. 3.7.3. Узел сопряжения с болтом-шарниром:
а) с проушиной типа А; *б*) с проушиной типа Б; 1 — звено цепи; 2 — болт-шарнир

где R_y — расчетное сопротивление стали, d — диаметр проушины, t — толщина проушины. В болтах-шарнирах зазор должен приниматься $\Delta d \leq 0{,}1d$ и $\Delta d \leqslant 3$ мм.

Конструктивное решение оси (шпильки) болта-шарнира приведено на рис. 3.7.4. Требования к допускам на форму и расположение поверхности детали принимаются по ГОСТ 30893.2—2002.

Прочность узлового болта-шарнира, приведенного на рис. 3.7.3, допускается проверять по п. 8.107 СП 35.13330 в предположении его работы на изгиб как свободно опертой балки, нагруженной сосредоточенными силами по оси пакетов, контактирующих с болтом-шарниром. Расчетные сопротивления в этом случае принимаются по табл. 8.3 СП 35.13330.

Несущую способность узлового болта-шарнира допускается определять по методике EN 1993-1-8 с использованием требований СП 35.13330 и СП 16.13330 для определения характеристик применяемых материалов.

Схема работы соединения с болтом шарниром показана на рис. 3.7.5.

Прочность элементов в соединения следует определять по формулам:

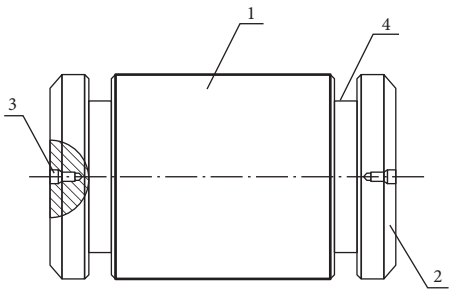


Рис. 3.7.4. Конструктивное решение болта-шарнира:1 — ось (шпилька); 2 — крышка; 3 — крепежный болт; 4 — паз для замка (шайба)

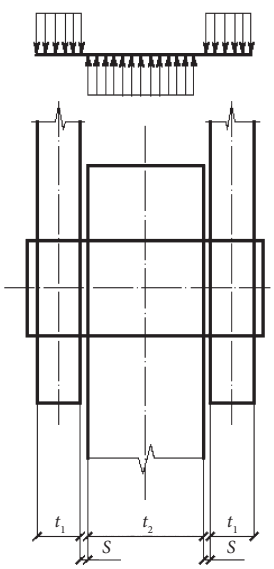


Рис. 3.7.5. Схема для определения изгибающего момента в болте: s — зазор между проушинами; t_1, t_2 — толщины проушин

- изгиб болта-шарнира: $N_b = \dfrac{4WR_y\gamma_c}{1{,}25(t+2s)}$; (3.7.3)
- срез болта-шарнира: $N_b = 0{,}55R_y\gamma_c An_s$; (3.7.4)
- смятие проушин звеньев оси: $N_b = 1{,}5R_p td$, (3.7.5)

где N_b — несущая способность болта-шарнира; R_y — расчетное сопротивление стали болта-шарнира; R_p — расчетное сопротивление смятию стали по табл. Г. 6. СП 16.13330 элементов звеньев, соединяемых болтом-шарниром; d и A — наружный диаметр и площадь сечения болта-шарнира соответственно; W — момент сопротивления сечения болта-шарнира; t — наименьшая суммарная толщина проушин, сминаемых в одном направлении; s — зазор между проушинами; n_s — количество плоскостей среза.

Для болта-шарнира должно выполняться условие одновременного действия изгиба и среза:

$$\left(\frac{M}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_y}\right)^2 \delta \le 1. \tag{3.7.6}$$

Действующий изгибающий момент в плоскости среза (рис. 3.7.5):

$$M = \frac{N(t_2+2s)}{8}. \tag{3.7.7}$$

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый болтом-шарниром:

$$M_y = \frac{WR_y\gamma_c}{1{,}25}. \tag{3.7.8}$$

Действующее усилие среза:

$$V = \frac{N}{2}. \tag{3.7.9}$$

Предельное усилие среза, воспринимаемое болтом-шарниром по одной плоскости:

$$V_y = AR_s\gamma_c, \tag{3.7.10}$$

где N — максимальное расчетное усилие в растянутом элементе; R_s — расчетное сопротивление на сдвиг материала оси; R_{yn} — предел текучести стали материала оси; t_2 — толщина средней проушины; $t_1 = 0{,}5t_2$ — толщина крайней проушины; s — зазор между проушинами.

Условие 3.7.6 одновременного действия изгиба и среза не нужно проверять при соотношении $\dfrac{M}{M_y}$ и $\dfrac{V}{V_y}$ меньше 0,25.

При проектировании большепролетных зданий и сооружений узловые шарнирные соединения цепной оттяжки необходимо уточнять дополнительным расчетом с использованием современных программных комплексов с возможностью решения контактных задач. Для этого необходимо разработать

детальную расчетную модель узла, в которой учитывается контактное взаимодействие между всеми деталями конструкции узла, наличие зазоров и разницы в диаметрах отверстия и вала, наличие трения в узле. Расчет узла выполняется с учетом геометрической и физической нелинейности на усилия, полученные из общего статического расчета системы.

Приведенные напряжения в оси не должны превышать отношения R_{yn}/γ_m, где R_{yn} — предел текучести материала болта-шарнира, $\gamma_m = 1{,}2$ — коэффициент надежности по материалу. Относительные удлинения в проушине должны быть менее 1% [22].

Контрольные вопросы к разделу 3.7

1. Что такое опорные части большепролетных конструкций?
2. Какие схемы опорных частей вы знаете?
3. В чем особенность расчета и конструирования узловых болтов-шарниров?

Тема практических занятий к разделу 3.7

Выполнить расчет узла соединения звеньев оттяжек от пилонов с применением болтов-шарниров. Усилие растяжения в оттяжке $N = 150$ кН.

3.8. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

3.8.1 Приближенный расчет болтового соединения карнизного и конькового узлов рамной конструкции

Карнизный узел

Конструктивное решение узла приведено на рис. 3.8.1. Расчетные усилия, определенные по результатам статического расчета рамы в карнизном узле:

$$N = -25961{,}06\ \text{кг},\ M = -76940{,}516\ \text{кг} \cdot \text{м},\ Q = 10236{,}11\ \text{кг}.$$

Марка болтов, принятая для соединения 40Х диаметром 24 мм с расчетными характеристиками в соответствии с требованиями СП 16.13330 приложения Г:

$$A_b = 4{,}52\ \text{см}^2,\ A_{bn} = 3{,}52\ \text{см}^2,\ R_{bun} = 11000\ \text{кг/см}^2,\ R_{bs} = 4000\ \text{кг/см}^2,$$

$$R_{bt} = 0{,}7R^{bun} = 0{,}7 \cdot 11000 = 7700\ \text{кг/см}^2.$$

Несущая способность одного болта:

- на срез: $N_{bs} = R_{bs}\gamma An_s\gamma_c = 4000 \cdot 0{,}9 \cdot 4{,}52 = 16272$ кг,
- на растяжение: $N_b = R_{bt}\gamma A_{bn}\gamma_c = 7700 \cdot 3{,}52 = 27104$ кг.

Класс стали рамы С345 с расчетным сопротивлением по пределу текучести $R_y = 300\text{Н/мм}^2 = 3000\ \text{кг/см}^2$.

Приведенные усилия на грань фланца, учитывающие угол между осями колонны и ригеля:

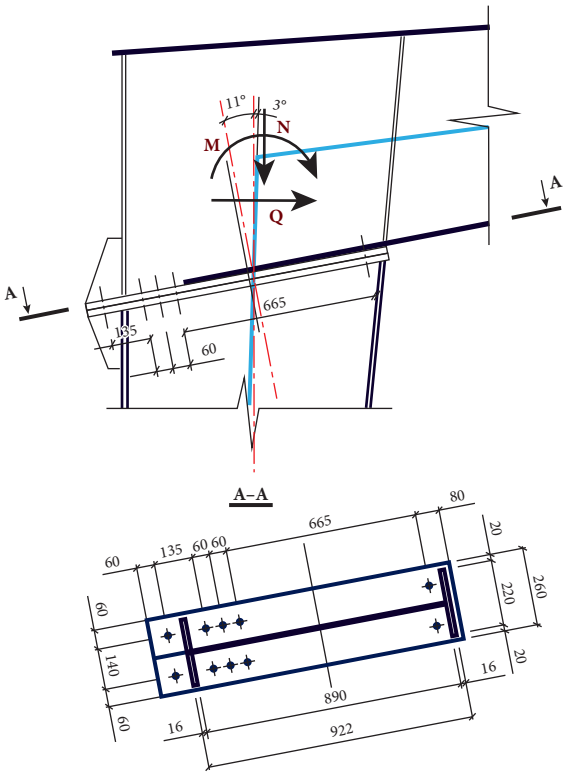


Рис. 3.8.1. Общий вид карнизного узла

- от существующей нагрузки:

$$M_1^* = 76940{,}516 \text{ кг·м}, \; N_1^* = N_1 \cos 14 + Q_1 \sin 14 = 27667 \text{ кг},$$

$$Q_1^* = Q_1 \cos 14 + N_1 \sin 14 = 16212{,}6 \text{ кг},$$

Геометрические характеристики примыкающего к фланцу сечения:

$$A = 159{,}4 \text{ см}^2, \; I = 202182{,}272 \text{ см}^4, \; W = 4395{,}27 \text{ см}^3.$$

Геометрические характеристики фланца:

$$A = 106 \cdot 26 = 2756 \text{ см}^2, \; I = 2580534{,}6 \text{ см}^4, \; W = 48689{,}3 \text{ см}^3.$$

Напряжения в сечении примыкания к фланцу:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{25961{,}06}{159{,}4} + \frac{7694051{,}6}{4395{,}27} = 1924 \text{ кг/см}^2 \le R_y \gamma_c = 3000 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{25961{,}06}{159{,}4} - \frac{7694051{,}6}{4395{,}27} = -1576{,}96 \text{ кг/см}^2 \le R_y \gamma_c = 3000 \text{ кг/см}^2.$$

Схема распределение напряжений в плоскости контакта ригеля с колонной приведена на рис. 3.8.2.

Максимальное усилие растяжения, приходящееся на крайнюю наружную пару болтов:

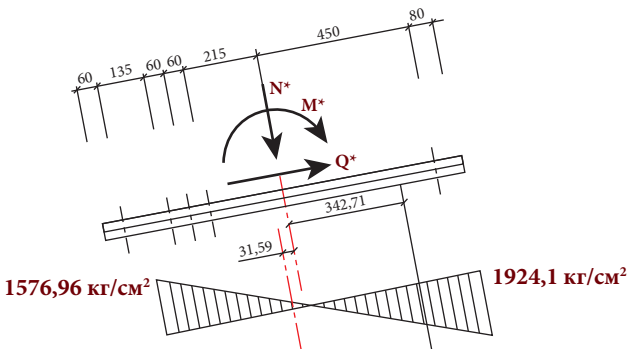


Рис 3.8.2. Распределение напряжений в плоскости контакта фланцевого стыка

$$z = (M_z - Na)\frac{y_1}{\sum y_i^2} =$$

$$= (7694051{,}6 - 25961{,}06 \cdot 34{,}27)\frac{81{,}27}{81{,}27^2 + 67{,}75^2 + 61{,}75^2 + 55{,}75^2} = 30525 \text{ кг.}$$

Максимальное усилие на 1 болт при условии их парной установки:

$$5632\,\text{кг} \le z_1 = \frac{z}{2} = 15262{,}5\,\text{кг} \le N_b = 27104 \text{ кг.}$$

Таким образом, несущая способность болтового соединения обеспечена.

Коньковый узел

Расчетные усилия, действующие в уровне карнизного узла:

$$N = -11383{,}164\,\text{кг},\ M = 53312{,}953\,\text{кг} \cdot \text{м},\ Q = -337{,}44\,\text{кг}.$$

Конструктивное решение карнизного узла приведено на рис. 3.8.3.

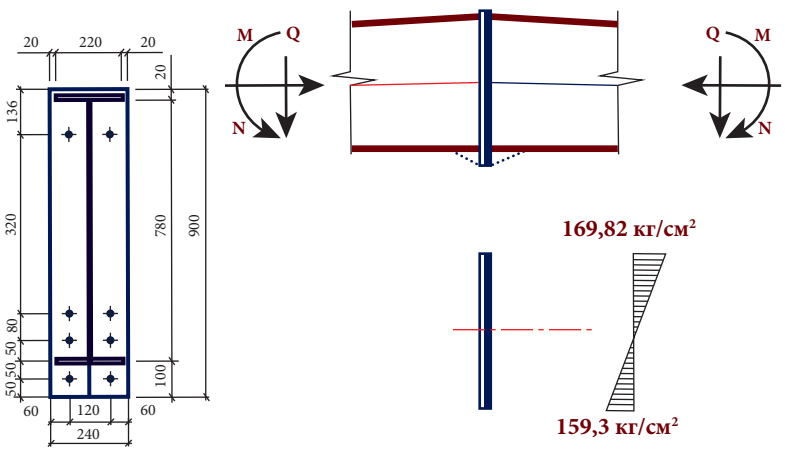


Рис. 3.8.3. Схема карнизного узла с расположением болтов

Геометрические характеристики примыкающего к фланцу сечения:

$$A = 131{,}2\,\text{см}^2,\ I = 117584{,}09\,\text{см}^4,\ W = 3014{,}98\,\text{см}^3.$$

Геометрические характеристики фланца:

$$A = 90 \cdot 24 = 2160\,\text{см}^2,\ I = 1458000\,\text{см}^4,\ W = 32400\,\text{см}^3.$$

Напряжения в сечении примыкания к фланцу:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} =$$

$$= \frac{11383{,}164}{131{,}2} + \frac{5331295{,}3}{3014{,}98} = 1855{,}03\,\text{кг/см}^2 \le R_y\gamma_c = 2400\,\text{кг/см}^2,$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} =$$

$$= \frac{11383{,}164}{131{,}2} - \frac{5331295{,}3}{3014{,}98} = -1681{,}5\,\text{кг/см}^2 \le R_y\gamma_c = 2400\,\text{кг/см}^2.$$

Напряжения на контакте:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} =$$

$$= \frac{11383{,}164}{2160} + \frac{5331295{,}3}{32400} = 169{,}82\,\text{кг/см}^2 \le R_y\gamma_c = 2400\,\text{кг/см}^2,$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} =$$

$$= \frac{11383{,}164}{2160} - \frac{5331295{,}3}{32400} = -159{,}3\,\text{кг/см}^2 \le R_y\gamma_c = 2400\,\text{кг/см}^2.$$

Максимальное усилие растяжения, приходящееся на крайнюю наружную пару болтов:

$$z = (M_z - Na)\frac{y_1}{\sum y_i^2} =$$

$$= (5331295{,}3 - 11383{,}164 \cdot 29{,}56)\frac{69{,}56}{69{,}56^2 + 58{,}16^2 + 50{,}16^2} = 32358{,}4\ \text{кг}.$$

Максимальное усилие на 1 болт при условии их парной установки:

$$5632\,\text{кг} \le z_1 = \frac{z}{2} = 16179\,\text{кг} \le N_b = 27104\,\text{кг}.$$

Таким образом, несущая способность болтового соединения обеспечена.

3.8.2 Расчет структурной плиты

Рассмотрим расчет структурного покрытия спортивного зала (рис. 3.84).

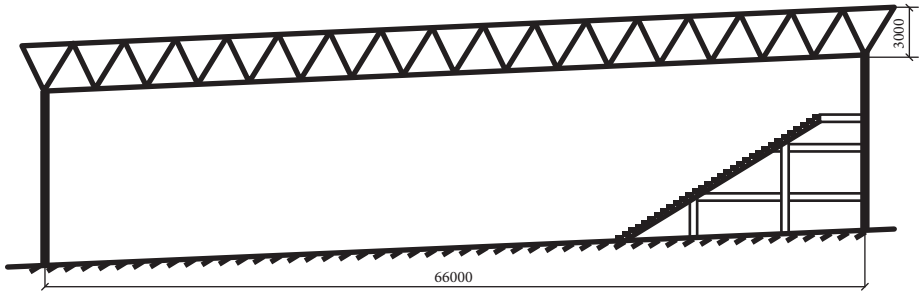


Рис. 3.8.4. Поперечный разрез спортивного зала

Размеры в плане спортивного зала с трибунами на 1500 мест составляют 66×66 м. Конструкции спортивного зала выполнены из стержневой плиты с ячейкой поясов 3×3 м и высотой плиты 3 м при $l/22$. Класс стали принят С235, элементы выполнены из круглых труб. Узлы приняты по типу МАрхИ на высокопрочных болтах. По периметру шаг колонн составляет 6 м, опирание плиты на колонны точечное. Расчетная постоянная нагрузка составляет 1474 Н/м^2. Нормативная постоянная нагрузка принята 1264 Н/м^2, снеговая — 500 Н/м^2.

Согласно СП 20.13330 коэффициент надежности по нагрузке для снега составляет 1,4. Полная расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты составит:

$$p = 1474 + 500 \cdot 1{,}4 = \\ = 2174 \text{ Н/м}^2 = 2{,}17 \text{ кПа}.$$

Исходному условию опирания покрытия на колонны по периметру соответствует схема, показанная на рис. 3.8.5 [73].

Максимальные изгибающие моменты в единичной полосе плиты $l_д/l_k = 1$ по формулам:

$$M_k = \alpha_k p l_k l_д \cdot 10^{-3}; \; M_д = \alpha_д p l_k l_д \cdot 10^{-3};$$

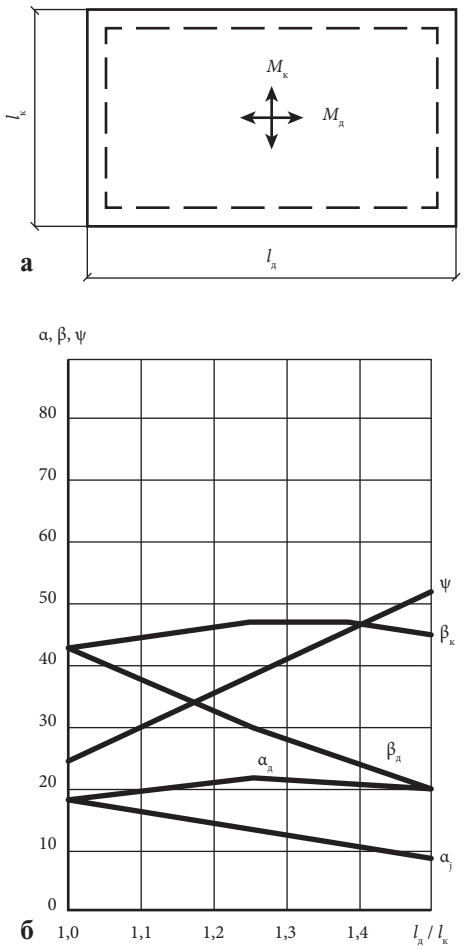


Рис. 3.8.5. К расчету структурной плиты: *а*) схема опирания структурного покрытия; *б*) график для определения коэффициентов

$$M_k = M_д = 36{,}5 \cdot 2{,}17 \cdot 66^2 \cdot 10^{-3} = 345 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная опорная реакция единичной полосе плиты:

$$V = \psi\rho l_k \cdot 10^{-2};\ V = 42{,}2 \cdot 2{,}17 \cdot 66 \cdot 10^{-2} = 60{,}4 \text{ кН}$$

Коэффициенты $\alpha_к$ и $\alpha_д$ можно определить по графикам для соответствующей схемы плиты согласно [73].

Угол наклона раскосов к плоскости плиты:

$$\text{tg}\alpha = \sqrt{2}\frac{h}{a} = 1{,}4142 \cdot 3/3 = 1{,}4142,\ \alpha = 54^\circ 44';\ \sin\alpha = 0{,}8165.$$

Максимальные усилия в поясах и раскосах плиты составляют:

$$N_п = \pm 2{,}1\frac{M_{max}\alpha}{h};\ N_p = -\frac{0{,}8V\alpha_1}{\sin\alpha};$$

$$N_п = \pm 2{,}1\frac{345 \cdot 3}{3} = \pm 724 \text{ кН};\ N_p = -\frac{0{,}8 \cdot 60{,}4 \cdot 6}{0{,}8165} = -355 \text{ кН}.$$

Усилия в поясах и раскосах вдоль главных осей определим в соответствии с эпюрами на рис. 3.8.6, используя зависимости:

$$N_п = \frac{N_п^{max} 4x(l-x)}{l^2};\ N_p = N_p^{max}\frac{0{,}5l - x}{0{,}5l}.$$

Результаты расчета представлены в табл. 3.8.1.

Расчетное сопротивление стали класса С235 принимаем согласно СП 16.13330.

По выражению $A \geq \dfrac{N}{\varphi R_y \gamma_c}$ подбираем сечение наиболее нагруженных стержней верхнего пояса из круглой трубы $\varnothing 133 \times 11$ мм: $A = 42{,}16 \text{ см}^2$; $i = 4{,}33$ см; $\lambda = 300/4{,}33 = 69{,}2$; $\varphi = 0{,}757$.

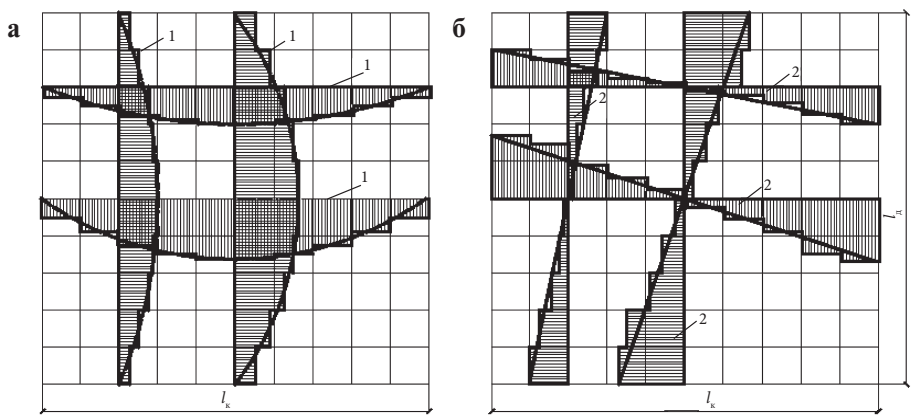


Рис. 3.8.6. Характер эпюры усилий в элементах опертой по контуру стержневой плиты: *а*) в поясах; *б*) в раскосах, 1 — эпюры изгибающих моментов; 2 — эпюры поперечных сил

Таблица 3.8.1.

Подсчет усилий в поясах и раскосах

Расстояние *X* от опоры, м	**Усилия, кН**		**Расстояние от опоры x, м**	**Усилия, кН**	
	$N_п$	$N_р$		$N_п$	$N_р$
0	0	−355	18	±574	±161
3	±126	±323	21	±628	±129
6	±239	±290	24	±670	±97
9	±341	±258	27	±700	±65
12	±431	±226	30	±718	±32
15	±509	±194	33	±724	0

При этом нормальные напряжения равны:

$$\sigma = \frac{724000}{0,757 \cdot 42,16 \cdot 100} = 229 \text{ МПа} < R_y\gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Требуемую площадь сечения стержней с максимальным усилием в нижнем поясе находим по формуле:

$$A \geq \frac{N}{R_y\gamma_c} = \frac{724000}{235 \cdot 100} = 30,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем горячекатаную трубу ∅133 × 8 мм площадью А = 31,42 см². Длину опорного раскоса вычисляем через высоту плиты и поясной ячейки:

$$l_p = \sqrt{h^2 + (a/\sqrt{2})^2} = \sqrt{3000^2 + 3000^2/2} = 3674 \text{ мм}.$$

Для опорных раскосов по формуле подбираем горячекатаную трубу ∅133 × 6 мм: А = 23,94 см²; i = 4,5 см; λ = 367,4/4,5 = 81,6; φ = 0,67.

При этом нормальные напряжения равны:

$$\sigma = \frac{355000}{0,67 \cdot 23,94 \cdot 100} = 221 \text{ МПа} < R_y\gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Аналогично подбираем сечения стержней для поясов и раскосов вдоль главных осей плиты. Результат сводим в таблицу 3.8.2, оставляя для всех стержней пять типов сечения.

Требуемая площадь сечения высокопрочного болта для крепления стержня с максимальным растягивающим усилием вычисляется по формуле:

$$\frac{N}{A_{bn} \cdot 100} \leq R_{bt} \text{ или } \frac{N}{A_{bn}} \leq 0,7R_{bun} \cdot \frac{100}{\gamma_u};$$

$$A_{bn} \geq 724\ 000 \cdot \frac{1,3}{0,7 \cdot 900 \cdot 100} = 14,94 \text{ см}^2.$$

Этому значению соответствует болт диаметром 48 мм с площадью поперечного сечения, равной A_{bn} = 14,72 см².

При проверке несущей способности 1 м ширины стального профилированного настила марки Н57-750-0,7 по ГОСТ 24045 определяем его основные

Таблица 3.8.2.

Результат подбора сечения стержней

Расстояние от опоры, м	**Сечения стержней из труб**			
	Верхний пояс	Нижний пояс	Сжатые раскосы	Растянутые раскосы
0	∅83×6 мм	∅83×6 мм	∅133×6 мм	—
3	∅83×6 мм	∅83×6 мм	∅133×6 мм	∅83×6 мм
6	∅108×6 мм	∅83×6 мм	∅133×6 мм	∅83×6 мм
9	∅133×8 мм	∅83×6 мм	∅133×6 мм	∅83×6 мм
12	∅133×8 мм	∅108×6 мм	∅133×6 мм	∅83×6 мм
15	∅133×8 мм	∅133×6 мм	∅133×6 мм	∅83×6 мм
18	∅133×8 мм	∅133×8 мм	∅108×6 мм	∅83×6 мм
21	∅133×11 мм	∅133×8 мм	∅108×6 мм	∅83×6 мм
24	∅133×11 мм	∅133×8 мм	∅108×6 мм	∅83×6 мм
27	∅133×11 мм	∅133×8 мм	∅83×6 мм	∅83×6 мм
30	∅133×11 мм	∅133×8 мм	∅83×6 мм	∅83×6 мм
33	∅133×11 мм	∅133×8 мм	∅83×6 мм	∅83×6 мм

геометрические характеристики (момент сопротивления и момент инерции): $W = 13{,}8\ \text{см}^3$ $I_x = 53{,}8\ \text{см}^4$. Нормативная и расчетная постоянная нагрузка на 1 м^2 профилированного настила с учетом собственного веса настила соответственно равны: $g^н = 545\ \text{Н/м}^2$; $g = 683\ \text{Н/м}^2$.

Полная расчетная нагрузка с учетом снега равна:

$$q = 0{,}68 + 0{,}5 \cdot 1{,}4 = 1{,}383\ \text{кПа};$$

Изгибающий момент, соответствующий расчетной нагрузке равен:

$$M = \frac{1{,}383 \cdot 3^2}{8} = 1{,}56\ \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Вычисляем несущую способность настила шириной 1 м:

$$WR_y = 13{,}8 \cdot 240 \cdot 100 = 331200\ \text{Н} \cdot \text{см} = 31{,}3\ \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем по второй группе предельных состояний условие относительного прогиба профилированного настила от нормативной нагрузки $q^н$:

$$q^н = 545 + 500 = 1045\ \text{Н/м}^2;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384}\frac{1045 \cdot 3^3 \cdot 100}{24 \cdot 10^4 \cdot 53{,}8} = \frac{1}{352} < \frac{1}{150}.$$

Таким образом, несущая способность и жесткость настила обеспечены.

3.8.3. Расчет сетчатого свода

Сетчатый свод пролетом 36 м и стрелой подъема 9 м (рис. 3.8.7) используется как покрытие ледовой арены. Поверхность свода образована сеткой из равносторонних треугольников с размером стороны ячейки 3,011 м. Сечение элементов выполнено из труб, класс стали С245.

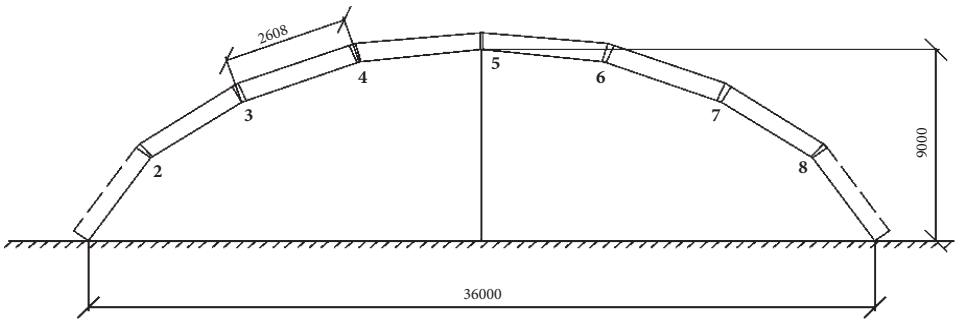


Рис 3.8.7. Поперечный разрез ледовой арены

Вычисляем основные геометрические параметры свода:

- радиус кривизны свода:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f},$$

$$R = \frac{36^2 + 4 \cdot 9^2}{8 \cdot 9} = 22{,}5 \text{ м}.$$

- центральный угол от конька до опоры свода:

$$\varphi_0 = \arcsin\left(\frac{l}{2R}\right),$$

$$\varphi_0 = \arcsin\left(\frac{36}{2 \cdot 22{,}5}\right) = 53{,}13^\circ;$$

- длина дуги свода:

$$L = \pi R \frac{\varphi_0}{90^\circ},$$

$$L = 3{,}14159 \cdot 22{,}5 \cdot \frac{53{,}13}{90} = 41{,}728 \text{ м}.$$

Нормативная нагрузка от собственной массы конструкции свода:

$$g^{\text{н}}_{\text{с. м.}} = \Omega\, l,$$

$$g^{\text{н}}_{\text{с. м}} = 6 \cdot 36 = 216 \text{ Н/м}^2,$$

где Ω — коэффициент расхода металла, который принимается для стальных сводов $\Omega = 6—10$, для алюминиевых $\Omega = 3—5$; l — перекрываемый пролет, м.

Нормативная нагрузка на свод от кровельного ограждения:

$$g^{\text{н}}_{\text{н. о.}} = 45 \text{ Н/м}^2.$$

Нормативная и расчетная постоянная нагрузка на свод равна:

$$g^{\text{н}} = 261 \text{ Н/м}^2; \; g = 287 \text{ Н/м}^2.$$

Величина снеговой нагрузки принята $p_0 = 1000$ Н/м^2, нормативная ветровая нагрузка принята $g_0 = 350$ Н/м^2.

Наибольшее сочетание усилий оказывается при действии треугольной снеговой нагрузки в сечении, расположенном в четверти дуги свода. Усилия вычислим для данного случая. Определим координаты сечения свода в четверти дуги:

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{2} = \frac{53{,}13}{2} = 26{,}565^\circ$$

$$x = R\left[\sin\left(\frac{3\varphi}{2}\right) - \sin\varphi\right] = 22{,}5\cdot\left(0{,}6407 - 0{,}4472\right) = 4{,}354 \text{ м};$$

$$y = f - R\left[1 - \cos\left(\frac{3\varphi}{2}\right)\right] = 9 - 22{,}5\left(1 - 0{,}7678\right) = 3{,}776 \text{ м};$$

Усилия в единичной полоске свода от постоянной нагрузки определяем по формулам:

$$k = \frac{1}{1 + \dfrac{\varepsilon J}{Af^2}} \approx \frac{1}{1 + \left(\dfrac{\varepsilon L^2}{4f^2}\right)10^{-4}} = \frac{1}{\left[1 + 1{,}4488 \cdot \dfrac{36^2}{\left(4\cdot 9\right)^2}\right]10^{-4}} = 0{,}999;$$

$$H = k\frac{M_c}{f},$$

где J, A — момент инерции и площадь поперечного сечения стержней в единичной полосе свода соответственно; — коэффициент, зависящий от отношения l/f и центрального угла L — длина дуги свода; H — распор арки, единичной полоски свода; M_c — изгибающий момент в середине балки пролетом l; f — стрела подъема свода.

$$H = k\left[\frac{\varphi_0 l}{2} - R\left(1 - \cos\varphi_0\right)\right]\frac{gR}{f} =$$

$$= 0{,}999\left[\frac{0{,}9273\cdot 36}{2} - 22{,}5\ \left(1 - 0{,}6\right)\right]\frac{0{,}287\cdot 22{,}5}{9} = 5{,}513 \text{ Кн};$$

$$V = g\varphi_0 R = 0{,}287\cdot 0{,}9273\cdot 22{,}5 = 5{,}988 \text{ Кн};$$

$$Q = \pi R\left(\frac{\varphi}{180}\right)g = 3{,}1416\cdot 22{,}5\left(\frac{26{,}565}{180}\right)0{,}287 = 2{,}994 \text{ Кн};$$

$$M_б = V_k + gR^2\left[\cos\varphi_0 - \cos\varphi + \left(\varphi_0 - \varphi\right)\sin\varphi\right] =$$

$$= 5{,}988\cdot 4{,}354 + 0{,}287\cdot 22{,}5^2\left[0{,}600 - 0{,}8944 + \left(0{,}9273 - 0{,}4636\right)0{,}4472\right] = 13{,}426 \text{ Кн}\cdot\text{м}.$$

$$N = H\cos\varphi + Q\sin\varphi = 5{,}513\cdot 0{,}8944 + 2{,}994\cdot 0{,}4472 = 6{,}27 \text{ Кн};$$

$$M = 13{,}426 - 5{,}513\cdot 3{,}776 = -7{,}39 \text{ Кн}\cdot\text{м},$$

где Q — поперечная сила в балке пролетном l; — угол наклона к горизонтальной плоскости касательной в рассматриваемом сечении дуги свода; y — ордината рассматриваемого сечения свода; $M_б$ — изгибающий момент в балке пролетом l.

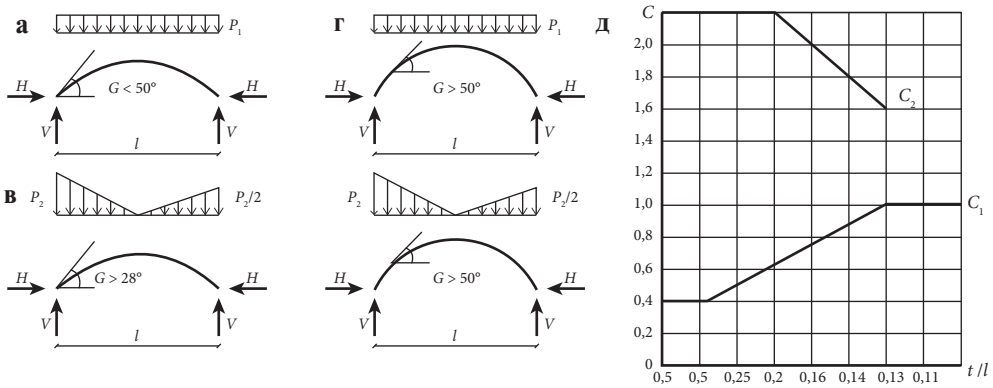


Рис 3.8.8. Снеговая нагрузка на сводчатое покрытие: *а, б*) равномерно распределенная нагрузка от снега; *в, г*) треугольная снеговая нагрузка; *д*) графики коэффициентов c_1 и c_2, учитывающие снеговую нагрузку на своде

Усилия в единичной полосе свода при треугольной снеговой нагрузке (рис. 3.8.8) находим по формулам:

$$c_2 = 2,2;\ p_2 = p_0 c_2 \gamma_f = 1000 \cdot 2,2 \cdot 1,6 = 3520\ \text{Н/м}^2$$

$$a = R\left(\sin\varphi_0 - \sin 50^\circ\right) = 22,5\left(0,800 - 0,766\right) = 0,765\ \text{м}.$$

$$a = \frac{a}{l} = \frac{0,765}{36} = 0,02125;$$

$$H = 0,0342 p_2 \frac{l^2}{f} \cdot k\left(1 - 2a + 8\ a^2\right) =$$

$$= 0,0342\left(3,52 \cdot \frac{36^2}{19}\right) 0,999\left(1 - 2 \cdot 0,02125 + 8 \cdot 0,02125^2\right) = 16,645\ \text{кН},$$

где p_0 — снеговая нагрузка на 1 м² горизонтальной поверхности земли; c_1, c_2 — коэффициенты, учитывающие переход от снега на землю к снеговой нагрузке на сводчатое покрытие; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

$$V_A = \frac{1}{48 p_2 l\left(11 - 26a + 8a^2\right)} =$$

$$= \frac{1}{48}\ 3,52 \cdot 36\left(11 - 26\ \cdot 0,02125 + 8\ \cdot 0,02125^2\right) = 27,591\ \text{кН};$$

$$Q = V_A - \frac{\left(x - a\right)\left(l - a - x\right)}{l - 2a} p_2 =$$

$$= 27,591 - \frac{\left(4,354 - 0,765\right)\left(36 - 0,765 - 4,354\right)}{36 - 2 \cdot 0,765} 3,52 = 16,273\ \text{кН};$$

$$M_б = V_A x - \frac{\left(x - a\right)^2\left(3l - 4a - 2x\right)}{6\left(l - 2a\right)} p_2 =$$

$$= 27{,}591 \cdot 4{,}354 - \frac{(4{,}354 - 0{,}765)^2 \left(3 \cdot 36 - 4 \cdot 0{,}765 - 2 \cdot 4{,}354\right)}{6 \left(36 - 2 \cdot 0{,}765\right)} 3{,}52 =$$

$$= 99{,}034 \text{ кН};$$

$$N = H \cos\varphi + Q \sin\varphi = 16{,}645 \cdot 0{,}8944 + 16{,}273 \cdot 0{,}4472 = 22{,}16 \text{ кН};$$

$$M = M_б - H_y = 99{,}034 - 16{,}645 \cdot 3{,}776 = 35{,}18 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетные усилия в своде от одновременного действия постоянной и снеговой нагрузок составляют:

$$N = 6{,}62 + 22{,}16 = 28{,}43 \text{ кН};$$

$$M = -7{,}39 + 36{,}18 = 28{,}79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольное сжимающее усилие в одном стержне свода вычисляем по формуле:

$$N_1 = \frac{Na}{2\sin\alpha} = \frac{28{,}43 \cdot 3{,}011}{2\sin 60^\circ} = 49{,}42 \text{ кН};$$

где α — угол наклона стержня к образующей поверхности свода; а — ширина грузовой полосы.

Изгибающий момент, приходящийся на один стержень свода:

$$M_1 = \frac{Ma}{2} \cos 30^\circ = 28{,}79 \cdot \frac{3{,}011}{2} \cdot 0{,}866 = 37{,}54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для внецентренно-сжатого стержня из условия устойчивости ($\frac{N}{\varphi_e A} \le R_y \gamma_c$) подбираем круглую трубу $\varnothing 194 \times 5{,}5$ мм ($A = 32{,}6$ см^2, $i = 6{,}67$ см):

$$W = \frac{\pi\left(d^4 - d_1^4\right)}{32d} = \frac{3{,}1416\left(19{,}4^4 - 18{,}3^4\right)}{32 \cdot 19{,}4} = 149 \text{ см}^3;$$

По СП 16.13330 подбираем $\varphi_e = 0{,}744$ и проверяем условие:

$$\sigma = \frac{49\ 420}{0{,}744 \cdot 32{,}6 \cdot 1000} = 204 \text{ МПа} \le R_y \gamma_c = 235 \cdot 0{,}95 \text{ МПа}.$$

Проверяем устойчивость сетчатого свода по условию:

$$\frac{a^2}{Ri} = \frac{301{,}1^2}{2250 \cdot 6 \cdot 67} = 6{,}04 < 9,$$

где a — длина стержня (размер ячейки); R — радиус кривизны свода; i — радиус инерции поперечного сечения стержня.

Следовательно, прищелкивания узлов при жестком соединении стержней не будет.

Вычисляем критическую силу в своде по формуле:

$$N_{кр} = \pi^2 E J_x \frac{100}{\left(\mu L\right)^2} > N,$$

где E — модуль упругости стали, μ — коэффициент расчетной длины свода, значение которого зависит от отношения стрелы подъема к пролету, а именно: $\mu = 0{,}55$ при $f/l = 1/5$; $\mu = 0{,}6$ при $f/l = 1/3$; $\mu = 0{,}65$ при $f/l = 1/2{,}5$; J_x — момент инерции поперечного сечения пары стержней в однопоясном своде относительно горизонтальной оси X, который для круглых труб равен:

$$J_x = \frac{\pi\left(d^4 - d_1^4\right)}{64} = 2\frac{3{,}1416\left(19{,}4^4 - 18{,}3^4\right)}{64} = 2896\,\text{см}^4.$$

Таким образом, проверяем условие:

$$N_{кр} = \frac{3{,}1416^2 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 2896 \cdot 10^{-1}}{\left(0{,}575 \cdot 4172{,}8\right)^2} = 102{,}3\ \text{кН} > N = 28{,}43 \cdot 3{,}011 = 85{,}6\ \text{кН}.$$

Следовательно, устойчивость свода обеспечивается.

3.8.4. Расчет сетчатой пологой оболочки

Конструкции здания торговой галереи выполнены из решетчатой однопоясной оболочки размерами в плане 100×100 м (рис. 3.8.9). Стрела подъема оболочки составляет 1/8 пролета. Поясные ячейки приняты квадратными. Поясные стержни выполнены из квадратных труб. Постоянная нормативная нагрузка — 1264 Н/м², нормативная снеговая нагрузка — 1000 Н/м². Постоянная расчетная нагрузка составляет 1474 Н/м².

Радиус кривизны, центральный угол и длину дуги покрытия определяем по формуле:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{100^2 + 4 \cdot 12{,}5^2}{8 \cdot 12{,}5} = 106{,}25\ \text{м};$$

$$\varphi_0 = \arcsin\left[\frac{l}{2R}\right] = \arcsin\frac{100}{\left(2 \cdot 106{,}25\right)} = 28{,}08°;$$

$$L = \frac{\pi R \varphi_0}{90^\circ} = \frac{3{,}1416 \cdot 106{,}25 \cdot 28{,}0725}{90} = 104{,}116\ \text{м}.$$

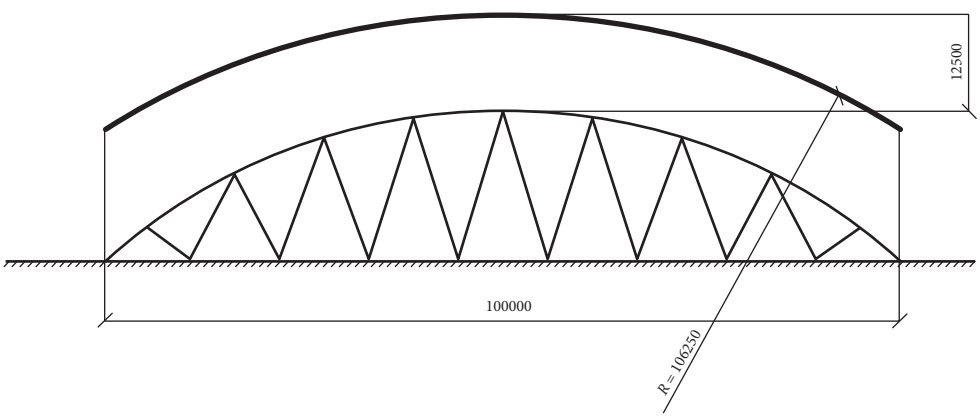


Рис. 3.8.9. Схема сетчатой пологой оболочки здания торговой галереи

Вдоль дуги в поперечном сечении оболочки назначаем 34 ячейки, в этом случае размер ячейки составляет:

$$a = \frac{L}{n} = \frac{104{,}116}{34} = 3{,}062 \text{ м}.$$

Распределение снегового покрова учитываем коэффициентом c_1 по формуле:

$$c_1 = \frac{p_1}{p_0 n} = \frac{100}{\left(8 \cdot 12{,}5\right)} = 1.$$

Расчетная нагрузка на 1 м^2 покрытия с учетом снегового покрова:

$$q = 1474 + 1 \cdot 1000 \cdot 1{,}4 = 2874 \text{ Н/м}^2 = 2{,}87 \text{ кН},$$

где $\gamma_f = 1{,}4$ — коэффициент надежности по нагрузке; $\mu = 1$ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Меридиональные и кольцевые усилия в центральной части оболочки вычисляем по формулам:

$$N_1 = N_2 = -\left(\frac{qR}{2}\right)a = -\left(\frac{2{,}87 \cdot 106{,}25}{2}\right)3{,}062 = 466{,}9 \text{ кН}.$$

где $a = 3{,}062$ м — размер стороны поясной ячейки.

Из условия устойчивости поясных стержней подбираем квадратную трубу сечением 200×5 мм ($A = 37{,}9$ см^2; $i = 7{,}9$ см; $\lambda = 306{,}2/7{,}9 = 38{,}8$; $\varphi = 0{,}898$). Проверяем условие:

$$\sigma = \frac{466900}{0{,}898 \cdot 37{,}9 \cdot 100} = 137 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \cdot 0{,}95 = 223 \text{ МПа}.$$

Сжимающие кольцевые усилия имеют максимальное значение вблизи контура покрытия, их значение определяем по формуле:

$$N_2 \approx -qRa = 2{,}87 \cdot 106{,}25 \cdot 3{,}062 = 933{,}7 \text{ кН}.$$

Для поясных стержней вблизи контура оболочки из условия устойчивости подбираем квадратную трубу 200×7 мм (А = 51,9 см^2; $i = 7{,}79$ см; $\lambda = 306{,}2/7{,}79 = 39{,}3$). Коэффициент продольного изгиба в этом случае равен $\varphi = 0{,}895$. Проверяем условие:

$$\sigma = \frac{933700}{0{,}895 \cdot 51{,}9 \cdot 100} = 201 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \cdot 0{,}95 = 223 \text{ МПа}.$$

Меридиональные и кольцевые усилия в углах оболочки вычисляем по формуле:

$$N_2 = -N_1 = 2S_k^{max} \frac{\cos 45^\circ}{2\cos 45^\circ} =$$

$$= S_k^{max} = 1{,}71qR = 1{,}71 \cdot 2{,}87 \cdot 106{,}25 = 521{,}4 \text{ кН/м},$$

где S_k^{max} — сдвигающее усилие.

Максимальное растягивающее усилие в диагональном стержне в углу сетчатой оболочки вычисляем по формуле:

$$P_0 = -\frac{N_2 a\sqrt{2}}{2\cos 45^\circ} = (3\sqrt{2})521{,}4 \cdot 3{,}062 = 3387\ \text{кН}.$$

Для восприятия растягивающих усилий в углу оболочки требуется сечение стержней с общей площадью:

$$A \geq \frac{3387000}{235 \cdot 0{,}95 \cdot 100} = 151{,}7\ \text{см}^2,$$

где $\gamma_c = 0{,}95$ — коэффициент условий работы.

Принимаем три трубы квадратного сечения 200×8 мм. В этом случае общая площадь равна $A = 3 \cdot 58{,}7 = 176{,}1\ \text{см}^2$

Проверяем общую устойчивость сетчатой оболочки:

$$q \leq q_{кр};$$

$$q_{кр} = \frac{0{,}16EAi}{aR^2} = 0{,}16\frac{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 37{,}9 \cdot 7{,}9}{306{,}2 \cdot 10625} = 3{,}03\ \text{кН/м}^2 > q = 2{,}87\ \text{кН/м}^2,$$

где E — модуль упругости стали.

В данном конкретном случае при учете только равномерно распределенной нагрузки устойчивость оболочки обеспечивается. На стадии реального проектирования оболочку дополнительно необходимо проверить на устойчивость при воздействии односторонних вертикальных и ветровой нагрузок. Однако известно, что общая устойчивость сетчатой пологой оболочки будет обеспечиваться при отношении высоты сечения стержня к пролету не менее 1/300.

Проверим оболочку на прищелкивание узлов по формуле:

$$\frac{a^2}{Ri} = \frac{306{,}2^2}{10625 \cdot 7{,}9} = 1{,}12 < 9.$$

Следовательно, условие выполняется.

В криволинейном брусе действует только усилие $N_к$, максимальное значение которого определяем по формуле:

$$N_к^{max} = \int_0^{l/2} \frac{S_k^{max}}{2}\left[\frac{x^3}{(0{,}5l)^2} + \frac{x^3}{(0{,}5l)^3}\right]dx = \frac{7}{48}S_k^{max}l$$

$$N_к = \frac{7}{48}\ 521{,}4 \cdot 100 = 7604\ \text{кН}.$$

Находим требуемую площадь сечения криволинейного бруса при условии центрирования сетчатой оболочки по его продольной оси:

$$A \geq \frac{N}{R_y \gamma_c\ 100} = \frac{7604000}{235 \cdot 100} = 324\ \text{см}^2$$

Принимаем сечение криволинейного бруса в виде сварного двутавра по аналогии с контурным ребром и контурной аркой:

$$h \approx \frac{100}{60} = 1{,}667\ \text{м};\ h_{ст} = 160\ \text{см};\ t_{ст} = \frac{160}{100} = 1{,}6\ \text{см};$$

$$b_n = \frac{160}{4} = 40\,\text{см};\ t_n = \frac{352 - 160 \cdot 1{,}6}{2 \cdot 40} = 1{,}4\,\text{см};$$

$$A = 160 \cdot 1{,}6 + 2 \cdot 40 \cdot 1{,}4 = 368\,\text{см}^2$$

3.8.5. Расчет сетчатого четырехлепесткового гипара

Выполним статический и конструктивный расчет гиперболического параболоида (рис. 3.8.10) в покрытии спортивного зала. Размеры гипара в плане 53×53 м, стрела подъема коньковых ребер 18 м. Расчетная нагрузка на горизонтальную проекцию покрытия составляет 2,06 кН/м^2. Сечение стержней принимаем из прокатных уголков.

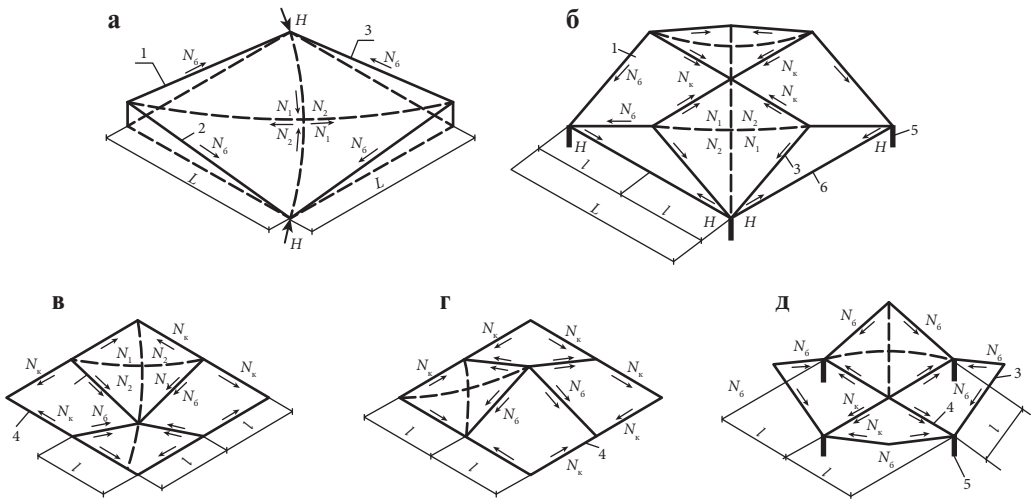


Рис. 3.8.10. Расчетные схемы покрытий с поверхностью гипара: *а*) однолепестковый гипар; *б — д*) четырехлепестковые гипары; 1 — оболочка (стержневая система); 2 — фундамент, пилон или контрфорс; 3 — бортовые элементы; 4 — коньковые ребра; 5 — колонны; 6 — затяжки; 7 — центральные наклонные ребра

Назначаем сетку стержней в лепестках гиперболического параболоида. Для этого коньковые ребра разбиваем на восемь равных частей и располагаем стержни вдоль прямолинейных образующих в двух направлениях, диагональные стержни расставляем вдоль вогнутости оболочки (рис. 3.8.11 *а*):

$$a = \frac{53}{2 \cdot 8} = 3{,}312\ \text{м}.$$

Коньковые и наклонные ребра назначаем сквозного коробчатого сечения с размерами:

- по горизонтали $h \geq \dfrac{53}{60}$ м; $h = 90$ см;
- по вертикали $b = \dfrac{90}{2} = 45$ см.

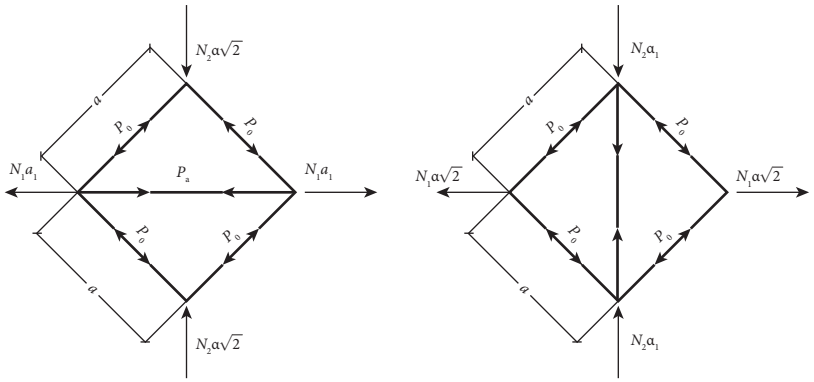


Рис. 3.8.11. Схема усилий в стержнях решетчатой оболочки гипара: *а*) при расположении диагональных стержней в вогнутом направлении кривизны; *б*) тоже, в выпуклом

Вследствие постоянства усилий N_1 (растягивающие) и N_2 (сжимающие) в любой точке поверхности оболочки сдвигающие усилия S постоянны и равны:

$$S = N_1 = -N_2;$$

$$N_1 = \frac{0{,}5\left(\sqrt{2}l\right)^2}{8f} = \frac{ql^2}{\left(8f\right)};$$

$$N_2 = -\frac{ql^2}{8f} = \frac{2{,}06 \cdot 26{,}5^2}{8 \cdot 4{,}5} = 40{,}2 \text{ кН},$$

где $l = 0{,}5 \cdot 53 = 26{,}5$ м, $f = 18{,}0/4 = 4{,}5$ м.

Усилия в стержнях вдоль образующих и диагоналей вычисляем по формулам:

$$\left.\begin{aligned} P_0 &= -\frac{N_2 a\sqrt{2}}{2\cos 45^o} = -N_2 a \\ P_д &= N_1 a_1 + \left|N_2\right| a\sqrt{2} = N_1 a 3\sqrt{2} \end{aligned}\right\},$$

где P_0 — усилие в стержне вдоль образующей; $P_д$ — усилие в диагональном стержне; a_1 — расстояние между стержнями вдоль образующих (размер ячейки).

$$P_0 = -40{,}2 \cdot 3{,}312 = -133 \text{ кН};$$

$$P_д = \frac{3}{\sqrt{2}}\ 40{,}2 \cdot 3{,}312 = 282 \text{ кН}.$$

Для стержней вдоль образующих из условия устойчивости подбираем сечение из двух уголков 90×6 мм ($A = 2 \cdot 10{,}6 = 21{,}2$ см^2; $i = 2{,}78$ см, $\lambda = 331{,}2/2{,}78 = 119$). Определяем коэффициенты $\varphi = 0{,}430$ и $\gamma_c = 0{,}95$. Проверяем условие:

$$\sigma = \frac{133000}{0{,}430 \cdot 21{,}2 \cdot 100} = 145{,}9 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \cdot 0{,}95 = 223 \text{ МПа}.$$

Уменьшать сечение стержня нельзя, так как гибкость несущих сжатых стержней не может быть больше 120.

Для растянутых диагональных стержней из условия прочности подбираем уголок 90×8 мм с площадью поперечного сечения $A = 13{,}9$ см^2:

$$\sigma = \frac{282000}{13{,}9 \cdot 100} = 203 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \cdot 0{,}95 = 223 \text{ МПа}.$$

Максимальное сжимающее усилие в наклонном ребре определяем по формуле:

$$N_б = \frac{Sl}{\cos\alpha} = \frac{40{,}2 \cdot 26{,}5}{0{,}8272} = 1288 \text{ кН};$$

$$\cos\alpha = \frac{26{,}5}{\sqrt{18{,}0^2 + 26{,}5^2}} = 0{,}8272,$$

где α — угол наклона бортового элемента к горизонтальной плоскости; S — сдвигающее усилие.

Максимальное растягивающее усилие в коньковом ребре находим по формуле:

$$N_k = 2pSl = 2 \cdot 40{,}2 \cdot 26{,}5 \cdot 0{,}85 = 1811 \text{ кН}.$$

Сечение наклонного ребра подбираем из условия прочности без учета коэффициента φ:

$$A \geq \frac{1288000}{235 \cdot 0{,}95 \cdot 100} = 57{,}7 \text{ см}^2$$

Следовательно, выбираем четыре уголка сечением 100×8 мм общей площадью

$$A = 4 \cdot 15{,}6 = 62{,}4 \text{ см}^2.$$

Сечение конькового ребра принимаем из четырех уголков 125×9 мм

$$(A = 4 \cdot 22 = 88 \text{ см}^2)$$

и проверяем условие: $\sigma = \frac{1811000}{88 \cdot 100} = 206 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \cdot 0{,}95 = 223 \text{ МПа}.$

Примеры расчетов большепролетных конструкций и их элементов также приведены в [37, 73, 42].

Литература к разделу 3

1. Никонов, Н. Н. Большепролетные покрытия. Анализ и оценка/Н. Н. Никонов — М.: Изд-во АСВ, 2002.

2. Еремеев, П. Г. Металлические конструкции покрытий уникальных большепролетных сооружений/П. Г. Еремеев // Промышленное и гражданское строительство. — 2007. — № 3. — С. 19—21.

3. Еремеев, П. Г. Особенности проектирования уникальных большепролетных зданий и сооружений/П. Г. Еремеев // Строительная механика и расчет сооружений. — 2005. — № 1. — С. 69—75.

4. Еремеев, П. Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений/П. Г. Еремеев. — М.: Издательство АСВ, 2009. — 337 с.

5. Многолетние натурные исследования висячих большепролетных покрытий./Еремеев П. Г. [и др.] // Теория и экспериментальные исследования пространственных конструкций. Применение оболочек в инженерных сооружениях. Сб. тр. ИАСС — 1985. — Т. 5. — С. 498—512.

6. Некрасов, И. В. Аэродинамические испытания покрытия над трибунами/И. В. Некрасов, Н. А. Попов // Монтажные и специальные работы в строительстве. — М., 2002. — № 3 — С. 37—39.

7. Отставнов, В. А. Прогнозируемые снеговые нагрузки на покрытиях отапливаемых зданий с учетом таяния на них снега/В. А. Отставнов // Вопросы надежности и совершенствования строительных конструкций. — Якутск: ЯГУ, 1996. — С. 23—30.

8. Отставнов, В. А. Снеговые нагрузки на покрытие над трибунами/В. А. Отставнов // Монтажные и специальные работы в строительстве. — 2002. — № 3. — С. 40—42.

9. Отставнов, В. А. Снеговые нагрузки на покрытие/В. А. Отставнов, И. В. Лебедева // Монтажные и специальные работы в строительстве. — М., 2005. — № 3. — С. 18—21.

10. Отставнов, В. А. Схемы снеговой нагрузки для расчета олимпийских сооружений/В. А. Отставнов, Л. С. Розенберг // Большепролетные пространственные металлические мембранные и висячие покрытия олимпийских сооружений — М.: Стройиздат. — 1981. — С. 18—25.

11. Отто, Ф. Висячие покрытия/Ф. Отто. — М.: Госстройиздат, 1960. — 179 с.

12. Попов, Н. А. Ветровые нагрузки, действующие на покрытие/Н. А. Попов // Монтажные и специальные работы в строительстве. — М., 2005. — № 3. — С. 16—17.

13. Рекомендации по определению снеговой нагрузки для некоторых типов покрытий/ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР, 1983. — 22 с.

14. Розенберг, Л. С. Измерения снеговых нагрузок и натурные наблюдения за работой покрытий олимпийских сооружений/Л. С. Розенберг, А. А. Бунякин, К. Л. Киреев // Большепролетные металлические покрытия олимпийских сооружений. — М.: Стройиздат, 1982. — С. 135—145.

15. Мембранные конструкции зданий и сооружений: Справ. пособие: в 2 ч.: Ч. 1/Под общ. ред. В. И. Трофимова и П. Г. Еремеева; ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1990. — 248 с.

16. Мембранные конструкции зданий и сооружений: Справ. пособие: в 2 ч.: Ч. 2/Под общ. ред. В. И. Трофимова и П. Г. Еремеева; ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1990. — 198 с.

17. Сулаберидзе, О. Г. Аэродинамические характеристики покрытий олимпийских сооружений/О. Г. Сулаберидзе // Большепролетные пространственные металлические мембранные и висячие покрытия олимпийских сооружений. — М.: Стройиздат, 1981. — С. 23—34.

18. Еремеев, П. Г. Стальные пространственные конструкций покрытий/П. Г. Еремеев. — М.: Издательство АСВ, 2017. — 194 с.

19. Попов Н. А. Ветровые нагрузки, действующие на покрытие/Н. А. Попов. — М. ЦНИИСК им. Кучеренко, 2000. — С. 33.

20. Попов Н. А. Рекомендации по уточненному динамическому расчету зданий и сооружений на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки/Н. А. Попов — М.: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 2000. — 45 с.

21. Попов, Н. А. Анализ динамической работы покрытия над трибунами и оттяжек пилонов/Н. А. Попов // Монтажные и специальные работы в строительстве. — М, 2002. — № 3. — С. 43—45.

22. Еремеев, П. Г. Современные конструкции покрытий над трибунами стадионов/П. Г. Еремеев. — М.: Издательство АСВ, 2015. — 236 с.

23. Клинов, Ф. Я. О гололедно-изморозевых отложениях в нижнем 500-метровом слое атмосферы по наблюдениям с телевизионной башни в Останкино/Ф. Я. Клинов, В. П. Бойков // Метеорологические нагрузки на сооружения — 1974. — № 333. — С. 22—32.

24. СТО 36554501-024-2010. Обеспечение безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях/ОАО «НИЦ «Строительство». — М.: ОАО «ЦПП», 2010.

25. Горев, В. В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций/В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др. — М.:Высш. шк., 2001. — 551 с.

26. Еремеев, П. Г. Научно-техническое сопровождение, изготовления и монтажа металлических конструкций футбольных стадионов/П. Г. Еремеев // Промышленное и гражданское строительство. — М, 2016. — №12 — С. 24—30.

27. ТР 182—08. Технические рекомендации по научно-техническому сопровождению и мониторингу строительства большепролетных, высотных и других уникальных зданий и сооружений, М.: ГУП НИИМосстрой, 2008. — 34 с.

28. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов (к СНиП II-2-80) — М.: Стройиздат, 1985.

29. Стандарт «Проектирование огнезащиты несущих стальных конструкций с применением различных типов облицовок»/Ассоциация развития стального строительства; [Д. Г. Пронин, С. А. Тимонин, В. И. Голованов]. — М.: АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. — 72 с.

30. Дебабов, А. Стадионы света. Спортивные арены с покрытием из поликарбоната/А. Дебабов // Эволюция кровли. — 2007. — № 1 (12). — С. 15—18.

31. Huntingtons, C. G. The Tensioned Fabric Roof/C. G. Huntingtons. — ASCE, 2004. — 248 с.

32. Mollaert, M. Design Guide for Tensile Surface Structures: vol. 1/M. Mollaert, B. Forster. — Tensinet, 2004. — 259 с.

33. Seidel, M. Tensile surface structures: a practical guide to cable and membrane construction/M. Seidel. — Berlin: Ernst&Sohn, 2009. — 199 с.

34. Koch, K. Membrane structures/K. Koch, K. Habermann. — Munich: Prestel Publishing, 2004. — 396 с.

35. Беленя, Е. И. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов/Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Веденников и др. — 6-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1986. — 560 с.

36. Металлические конструкции: учебник для вузов/Ю. И. Кудишин [и др.]. — М.: Академия, 2008. — 688 с.

37. Горев, В. В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий/В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др. — М.: Высш. шк., 1999. — 528 с.

38. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений: Справочник проектировщика/Под общ. ред. В. В. Кузнецова. — М.: изд-во АСВ, 1998. — 512 с.

39. Семенов, А. А. Вариантное проектирование конструкции покрытия большепролетного спортивного сооружения/А. А. Семенов [и др.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. — СПб., 2018. — № 5 (68). — С. 24—35.

40. Киселев, Д. Б. Особенности работы большепролетного покрытия футбольного стадиона в Казани/Д. Б. Киселев, А. С. Крылов, С. И. Трушин // Промышленное и гражданское строительство. — М., 2013 — №10. — С. 29—33.

41. Катюшин, В. В. Здания с каркасами из рам переменного сечения: Монография/В. В. Катюшин. — М.: Издательство АСВ, 2018 г. — 1080 с.

42. Еремеев, П. Г. Справочник по проектированию современных металлических конструкций большепролетных покрытий/П. Г. Еремеев. — М.: Издательство АСВ, 2011. — 256 с.

43. Березин, М. А. Атлас аэродинамических характеристик строительных конструкций/М. А. Березин, В. В. Катюшин. — Новосибирск: ООО Олден — полиграфия, 2001. — 130 с.

44. Кузнецов, И. Л. Расчет и конструирование легких арок/И. Л. Кузнецов. — Казань: КГАСА, 1998. — 144 с.

45. Семенов, А. А. Вариантное проектирование покрытия стадиона «ФИШТ» в городе Сочи/А. А. Семенов [и др.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. — 2016. — № 6 (45). — С. 7—33.

46. Еремеев, П. Г. Разработка, исследование, проектирование и возведение большепролетных металлических конструкций уникальных зданий и сооружений/П. Г. Еремеев // Вестник НИЦ «Строительство». — М., 2019. — № 1. — С. 107—122.

47. Chilton, J. Space grid structures/J. Chilton. — Oxford: Architectural Press, 2000. — 180 с.

48. Levy, M. Why Buildings Fall Down: How Structures Fail/M. Levy, M. Salvadori. — New work: W. W. Norton & Company, 2002. — 346 с.

49. Lan, T. Space frame structures in handbook of structural engineering/T. Lan — Beijing: CRC Press, 2005.

50. Трофимов, В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений: учеб. пособие/В. И. Трофимов, А. М. Каминский. — М.: Изд-во АСВ, 2002. — 576 с.

51. Марутян, А. С. Оптимизация перекрестных систем из замкнутых гнутосварных профилей/А. С. Марутян // Строительная механика и расчет сооружений. — М, 2009. — № 1 (222). — С. 63—67.

52. Марутян, А. С. Перекрестные системы из стальных ферм с бесфасоночными раскосными узлами/А. С. Марутян // Строительная механика и расчет сооружений. — М, 2011. — № 1 (234). — С. 70—75.

53. Марутян, А. С. Несущие конструкции из двойных систем перекрестных ферм и балок/А. С. Марутян // Строительная механика и расчет сооружений. — М.: НИЦ «Строительство», 2015. — № 3 (260). — С. 70—79.

54. Марутян, А. С. Легкие металлоконструкции из перекрестных ферм типа «Пятигорск — 2»/А. С. Марутян, Т. Л. Кобалия // Современная наука и инновации. — Ставрополь, 2014. — № 2 (6). — С. 27—35.

55. Ружанский, И. Л. Развитие конструктивных форм пространственных и легких конструкций/И. Л. Ружанский // Промышленное и гражданское строительство. — М., 2010. — № 5. — С. 12—15.

56. Рекомендации по проектированию структурных конструкций/ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984. — 303 с.

57. Клячин, А. З. Металлические решетчатые пространственные конструкции регулярной структуры (разработка, исследование, опыт применения)/А. З. Клячин. — Екатеринбург: Диамант, 1994. — 276 с.

58. Кобалия, Т. Л. Облегченные пространственно-стержневые конструкции покрытий/Т. Л. Кобалия, А. С. Марутян, П. С. Чернов // Современная наука и инновации. — Пятигорск, 2014. — Вып. 4. — С. 64—71.

59. Файбишенко, В. К. Металлические конструкции: Учеб. пособие для вузов./В. К. Файбишенко. — М.: Стройиздат, 1984. — 336 с.

60. Канчелли В. Н. Строительные пространственные конструкции: Издание второе переработанное и дополненное. Учеб. Пособие. — М.: Издательство АСВ, 2004. — 120 с.

61. Драган, В. И. Расчет надежности металлических структурных покрытий системы/В. И. Драган [и др.] // Вестник полоцкого государственного университета. Серия F: Строительство. Прикладные науки. — Новополоцк, 2013. — № 8. — С. 37—46.

62. Колодежнов, С. Н. Исследование влияния компоновочных параметров сводчатого структурного покрытия на НДС несущих конструкций/С. Н. Колодежнов, Е. Н. Гладких // Строительная механика и конструкции. — 2017. — Воронеж, №14. — С. 52—60.

63. Ружанский, И. Л. Конструктивные особенности несущих металлоконструкций покрытия для аэровокзального комплекса «Внуково — 1»/И. Л. Ружанский, Д. Л. Мосягин // Промышленное и гражданское строительство. — М., 2009. — № 5. — С. 6—8.

64. Душкевич, К. Н. Роль большепролетных оболочек в формообразовании общественных зданий/К. Н. Душкевич // Architectureandmoderninformation technologies. — М., 2017. — № 4 (41). — С. 163—178.

65. Makowski, Z. S. Analysis, design and construction of braced domes/Z. S. Makowski. — Granada Publishing: University of Surrey, 1984. — 701 с.

66. Молев И. В. Стержневые звездчатые купола. Технико-экономический анализ: Учебное пособие. — Горький: ГИСИ им. В. П. Чкалова, 1990. — 76 с.

67. Липницкий, М. Е. Купола (расчет и проектирование)/М. Е. Липницкий. — Л.: Стройиздат, 1973. — 130 с.

68. Ружанский, И. Л. Развитие конструктивных форм пространственных и легких конструкций/И. Л. Ружанский // Промышленное и гражданское строительство. — М, 2010. — № 5. — С. 12—15.

69. Голубева, Е. А. Объемно-пространственные решения большепролетных общественных зданий/Е. А. Голубева // Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции ФАД ТОГУ. — Хабаровск: Тихоокеанский государственный университет, 2019. — С. 74—78.

70. Хисамов, Р. И./Расчет и конструирование структурных покрытий, Р. И. Хисамов. — Киев: Будівельник, 1981. — 48 с.

71. Михайлов, В. В. Пространственные стержневые конструкции покрытий (структуры): учеб. пособие/В. В. Михайлов, М. С. Сергеев — Владимир: Изд-во Владим. гоС. ун-та, 2011. — 56 с.

72. Казакова, И. С. Пространственные металлические конструкции покрытий зданий: Учебное пособие/И. С. Казаков. — Вологда: ВоГТУ, 2002. — 120 с.

73. Трущев, А. Г. Пространственные металлические конструкции: Учебное пособие для вузов/А. Г. Трущев. — М.: Стройиздат, 1983. — 215 с.

74. Райт, Д. Т. Большепролетные сетчатые оболочки/Д. Т. Райт // Большепролетные оболочки. — М: Стройиздат, 1969. — Т. 1. — С. 297—307.

75. Муханов К. К. Металлические конструкции. Учебник для ВУЗов. Изд. 3-е, испр. И доп. — М.: Стройиздат. — 1978. — 572 с.

76. Нехаев Г. А. Проектирование и расчет стальных цилиндрических резервуаров и газгольдеров низкого давления. — М.: Издательство АСВ. — 2005. — 216 с.

77. Туснин, А. Р. Расчет и проектирование конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля/А. Р. Туснин // Дис.... д-ра техн. наук. — М., 2003. — 353 с.

78. Арончик, А. Б. Экспериментально-теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния покрытия в виде сочлененных мембранных оболочек отрицательной Гауссовой кривизны на квадратной плане // Автореф. дис...канд. техн. наук. — М., 1981. — 21 с.

79. Еремеев, П. Г. Влияние податливости опорного контура мембраны на перераспределение в нем усилий/П. Г. Еремеев // Строит, механика и расчет сооружений. — 1984. — № 6. — С. 71—75.

80. Еремеев, П. Г.. Исследование работы замкнутого опорного контура мембранных оболочек/П. Г. Еремеев // Строит, механика и расчет сооружений. — 1981. — № 4. — С. 11—14.

81. Еремеев, П. Г. Экспериментально-теоретические исследования мембранных покрытий с податливым контуром/П. Г. Еремеев // Тонкостенные и пространственные конструкции покрытий зданий. — Таллин, 1986. — т. 1. — С. 39—40.

82. Ленский, В. В. Разработка и исследование мембранных металлических конструкций оболочек шатрового типа/В. В. Ленский // Автореф. дис... канд. техн. наук. — М., 1984. — 21 с.

83. Пасюта, А. В. Исследования прямоугольной висячей оболочки с внешним листовым армированием/В. В. Пасюта // Бетон и железобетон. — 1988. — № 10. — С. 7—9.

84. Присяжной, В. Б. Разработка и исследование металлических мембранных конструкций покрытий на прямоугольном плане для промышленных зданий/В. Б. Присяжной // Дис... канд. техн. наук. — М., 1985. — 240 с.

85. Туснин, А. Р. Численный расчет мембранных конструкций/А. Р. Туснин, О. А. Туснина// Интернет-вестник ВолгГАСУ. — 2012. — Волгоград, вып. 3 (23). — С. 1—6.

86. Ружанский, И. Л. Методика расчета производственного здания с мембранным покрытием в процессе монтажа мембраны/И. Л. Ружанский, И. А. Шлемин — № 6, 1990.

87. Эггерт Х., Гроте Ю., Каушке И. Опорные части в строительстве. Проектирование, расчет, нормы/Пер. с нем. — М.: Транспорт, 1978.

88. СТО 017 НОСТРОЙ 2.29.184—2016. Мостовые сооружения. Опорные части. Правила устройства, контроль выполнения и требования к результатам работ.

89. ОДМ. 2018.2,020—2008. Рекомендации по проектированию и установке полимерных опорных частей мостов.

90. ТУ 2530,029-01393697-97. Части опорные стаканные (СОЧ).

91. ТУ 2530,029-01393697-99. Части опорные шаровые сегментные.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ССЫЛКИ НА СОРТАМЕНТЫ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

ЕВРАЗ

Каталог продукции ЕВРАЗ:

Сайт компании ЕВРАЗ раздел «Строительство»):

Северсталь
Достичь большего вместе

Каталог продукции Северсталь для строительства:

Сайт компании Северсталь (раздел «Строительство»):

НЛМК

Каталог продукции НЛМК (горячекатаный прокат):

Каталог продукции НЛМК (сортовой прокат):

ОБЪЕДИНЕННАЯ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКАЯ КОМПАНИЯ

Каталог продукции ОМК «Трубы для строительства»:

Сайт компании ОМК со строительным сортаментом:

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ПОД ОБЩЕЙ РЕДАКЦИЕЙ
А. Р. ТУСНИНА

Издательство «Перо»
109052, Москва, Нижегородская ул., д. 29–33, стр. 27, ком. 105
Тел.: (495) 973–72–28, 665–34–36
www.pero-print.ru e-mail: info@pero-print.ru
Подписано в печать 25.09.2020. Формат 70×108/16.
Бумага офсетная. Усл. печ. л. 27,25. Тираж 316 экз. Заказ 679.
Отпечатано в ООО «Издательство «Перо»