

А.Р. Туснин, М.П. Бергер

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ

Учебное пособие для вузов

АРСС

Ассоциация развития
стального строительства



А.Р. Туснин, М.П. Бергер

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ

Учебное пособие для вузов



Ассоциация развития
стального строительства

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

Москва, 2024

УДК 624.94.014.2
ББК 38.54

Авторы:

Туснин А.Р., Бергер М.П.

Рецензенты:

Заведующий кафедрой «Металлические конструкции» ЛГТУ,
д-р техн. наук, проф. *В. В. Зверев*;

Заведующий лабораторией нормирования, реконструкции
и мониторинга уникальных зданий и сооружений

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, АО НИЦ «Строительство»,
к.т.н. *М. И. Фарфель*

Проектирование многоэтажного жилого здания со стальным каркасом. Учебное пособие для вузов / Туснин. А.Р., Бергер М.П. — М.: Издательство «Перо», 2024 — 186 с., 4 ил. в вкладке.

В учебном пособии приведен пример выполнения расчетной и графической части курсового проекта по проектированию и расчету стального каркаса многоэтажного жилого здания. Рассмотрены два варианта конструктивного решения связевого каркаса, кроме этого приведены необходимые теоретические материалы и исходные данные для выбора варианта задания по курсовому проекту.

В пособии даны рекомендации по компоновке несущей схемы каркаса, заданию нагрузок, разработке расчетной схемы, расчёту перемещений и усилий в элементах каркаса, проверке жесткости, прочности и устойчивости. Этапы расчета скомпонованы в виде отдельных разделов. Состав и последовательность расположения разделов соответствуют структуре пояснительной расчетной записки принятой в практике проектирования. Приведен пример выполнения графической части курсового проекта, оформленный в соответствии с требованиями, предъявляемыми к проектной документации.

Учебное пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлениям подготовки 08.03.01 «Строительство» (уровень бакалавриата), 08.04.01 «Строительство» (уровень магистратуры), 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» (уровень специалитета).

УДК 624.94.014.2
ББК 38.54

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	5
Объёмно-планировочное и конструктивное решение здания.....	7
Сбор нагрузки на каркас многоэтажного здания	11
Постоянная нагрузка	12
Формирование конечно-элементной модели несущей системы здания.....	20
Расчет каркаса здания.....	23
Состав графической части.....	24
1 Вариант I. Расчетная пояснительная записка	25
1.1 Исходные данные.....	25
1.2 Объёмно-планировочные решения.....	26
1.3 Конструктивные решения.....	26
1.4 Теплотехнический расчет	27
1.5 Компонировка каркаса.....	30
1.6 Сбор нагрузок	33
1.6.1 Постоянные нагрузки.....	35
1.6.2 Кратковременная нагрузка, распределённая на перекрытиях (полезная нагрузка)	36
1.6.3 Снеговая нагрузка.....	37
1.6.4 Ветровая нагрузка.....	39
1.6.5 Резонансное вихревое возбуждение	43
1.6.6 Пиковая ветровая нагрузка	43
1.6.7 Температурная нагрузка	44
1.7 Расчет каркаса здания	46
1.7.1 Конечно-элементная модель каркаса	46
1.7.2 Задание нагрузок на расчетную модель	51
1.7.3 Определение усилий и перемещений	57
1.8 Результаты расчета.....	61
1.9 Расчет узлов	66
1.9.1 Расчет базы колонны	66
1.9.2 Расчет монтажного стыка колонны	74
1.9.3 Расчет узла крепления балки с колонной.....	75

1.10 Расчет огнестойкости металлических конструкций	77
1.11 Расчет на прогрессирующее обрушение	79
2 Вариант II. Расчетная пояснительная записка	85
2.1 Исходные данные	85
2.2 Объемно-планировочные решения	86
2.3 Конструктивные решения	86
2.4 Теплотехнический расчет	87
2.5 Компоновка каркаса	90
2.6 Сбор нагрузок	96
2.6.1 Постоянные нагрузки	96
2.6.2 Кратковременная нагрузка, распределённая на перекрытиях (полезная нагрузка)	98
2.6.3 Снеговая нагрузка	99
2.6.4 Ветровая нагрузка	101
2.6.5 Резонансное вихревое возбуждение	105
2.6.6 Пиковая ветровая нагрузка	105
2.6.7 Температурная нагрузка	106
2.7 Расчет каркаса здания	108
2.7.1 Конечно-элементная модель каркаса	108
2.7.2 Задание нагрузок на расчетную модель	112
2.7.3 Определение усилий и перемещений	118
2.8 Результаты расчета	122
2.9 Расчет узлов	127
2.9.1 Расчет базы колонны	127
2.9.2 Расчет монтажного стыка колонны	135
2.9.3 Расчет узла крепления балки с колонной	137
2.10 Расчет огнестойкости металлических конструкций	138
2.11 Расчет на прогрессирующее обрушение	141
Заключение	147
Список литературы	148
Приложение 1. Варианты заданий для курсового проектирования	150
Приложение 2. Перемещения и усилия (конструктивное решение вариант I)	156
Приложение 3. Перемещения и усилия (конструктивное решение вариант II)	171
Приложение 4. Пример графической части	186

ВВЕДЕНИЕ

Многоэтажные здания на стальном каркасе обладают рядом преимуществ, что делает такое конструктивное решение привлекательным для широкого внедрения в практику строительства. Стальные конструкции обладают высокой прочностью, жёсткостью и надёжностью. Здание возводится из крупноразмерных элементов максимальной заводской готовности с использованием технологичных болтовых и сварных соединений. К преимуществам зданий на стальном каркасе следует отнести гибкость объёмно-планировочных решений и возможность реализации сложных архитектурных форм, скорость строительства, экономичность, возможность переработки конструкций после использования. Строительство на стальном каркасе широко используется всем мире, эффективно и востребовано при возведении многоэтажных зданий

Расчёт и проектирование зданий на стальном каркасе имеет определённую специфику по сравнению с монолитными или сборными железобетонными зданиями. Выбор стальных конструкции для многоэтажного здания зависит от архитектурных предпочтений, транспортной доступности места строительства, климатических условий, финансовых ограничений и других факторов. Стальные каркасы дают свободу по реализации архитектурных решений за счёт уникальных свойств стальных конструкций по перекрытию значительных пролётов, достижению больших высот и возможности реализовать сложные формы здания. В тоже время значительная часть городской застройки формируется зданиями относительно простой формы. Чаще всего массовые здания имеют форму близкую к параллелепипеду, что обусловлено удобством для размещения в таком объёме жилых и офисных помещений. Для формирования у студентов навыков проектирования многоэтажных зданий на стальном каркасе необходима разработка методических указаний по решению основных задач расчёта и конструирования. Основные задачи, решаемые обучающимися при проектировании каркаса многоэтажного здания:

- выбор несущих и ограждающих конструкций здания, с учётом условий эксплуатации, доступных сортов и сталей;
- компоновка несущей системы с учётом заданного объёмно-планировочного решения;
- определение нагрузок и формирование списка загрузок на несущий каркас здания;

- предварительное назначение сечений элементов каркаса;
- разработка расчётной схемы каркаса;
- определение перемещений и усилий;
- формирование сочетаний расчётных усилий в узлах и элементах каркаса;
- конструирование элементов и узлов каркаса;
- проверка жёсткости, прочности и устойчивости.

В учебном пособии представлены методические рекомендации по проектированию стального каркаса многоэтажного жилого здания. Для одного и того же объёмно-планировочного решения рассматриваются два варианта конструктивного решения связевого каркаса, что позволяет показать возможность использования наиболее распространённых профилей (прокатных и сварных) в таких системах.

Конструктивное решение **первого варианта** включает в себя:

- несущие конструкции (колонны, балки) из двутавровых прокатных профилей;
- сборные ж/б перекрытия, опирающиеся на нижние полки двутавровых балок;
- стальные вертикальные связи;
- вертикальные ограждающие конструкции из газобетонных блоков;
- внутренние перегородки из кладочных материалов.

Для **второго варианта** принято следующее конструктивное решение:

- несущие конструкции (колонны, балки) из двутавровых сварных профилей;
- монолитные ж/б перекрытия по несъемной опалубке из профлиста, опирающиеся на нижние полки двутавровых балок;
- стальные вертикальные связи;
- вертикальные ограждающие конструкции — навесные панели (каркасно-обшивные стены);
- внутренние перегородки из кладочных материалов.

Кроме числовых примеров в пособии даются необходимые теоретические материалы по соответствующим разделам и исходные данные для выбора варианта задания по курсовому проекту. В приложении даны графические материалы, которые требуется оформить при выполнении курсового проекта.

Необходимо отметить, что в методическом пособии не решался вопрос формирования оптимального конструктивного решения по каждому из вариантов. Ставилась задача научить студентов проектировать многоэтажное здание на стальном каркасе с разработкой раздела «Конструктивные решения» проектной документации.

Авторы выражают глубокую благодарность рецензентам: д.т.н., проф. Звереву В. В. и к.т.н. Фарфелю М. И., а также Веселову Ю. В., Живилко И. Р. (ПАО «Северсталь»), Шлейкину К. Ю. (ПАО «НЛМК»), Мисиюку Д. А. (ООО «Евраз»), Назмеевой Т. В. (эксперт АРСС) за профессиональные замечания и ценные рекомендации в процессе разработки учебного пособия.

ОБЪЁМНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ И КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ЗДАНИЯ

Конструирование несущей системы многоэтажного здания начинают с анализа объёмно-планировочного решения. Объёмно-планировочное решение служит основой, позволяющей разместить основные несущие конструкции и сформировать требования к огнестойкости и коррозионной стойкости конструкций.

Объёмно-планировочное решение разрабатывается архитекторами. При разработке объёмно-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.

После изучения объёмно-планировочного решения выполняют компоновку каркаса. Компоновка каркаса заключается в размещении на плане и по высоте здания вертикальных и горизонтальных несущих элементов каркаса. Расположение конструктивных элементов каркаса рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями единой модульной системы, используемой в строительстве. Основные размеры здания пролёт, шаг и высоту этажа следует назначать кратно основному строительному модулю M , равному 100 мм. При разработке объёмно-планировочного решения на плане здания архитекторами размещаются разбивочные оси, на разрезах даются отметки пола каждого этажа.

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 более. Чаще всего колонны размещают в углах прямоугольной сетки. Расстояние между осями обычно принимают кратным 100 или 600 мм.

Оси колонн, диафрагм, связей стараются размещать на разбивочных осях здания (нулевая привязка) 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 показаны варианты привязки колонн, стен и связей к осям.

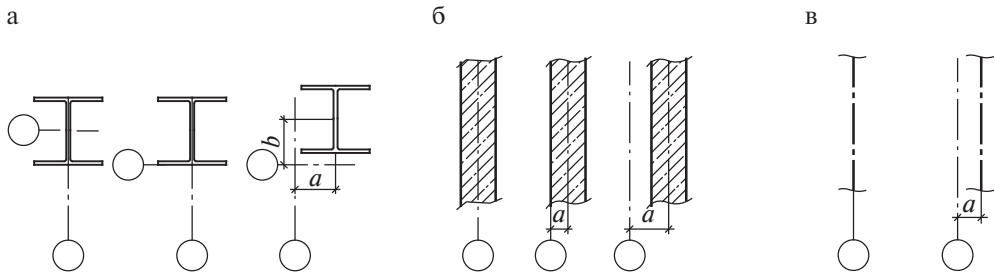


Рис. 1. Привязки конструктивных элементов к разбивочным осям.

а) – колонн; б) – диафрагм; в) – связей

В учебном пособии рассматривается многоэтажное жилое здание с подвалом. Высота подвала 3,0 м, высота 1 этажа 4,2 м, высота типового этажа 3,1 м, общее число этажей 17. Размеры в осях в плане 20,68×33,04 м. На покрытие предусмотрена надстройка высотой 3,1 м для выхода на покрытие. В качестве исходных данных принят план, приведенный на рис. 2.

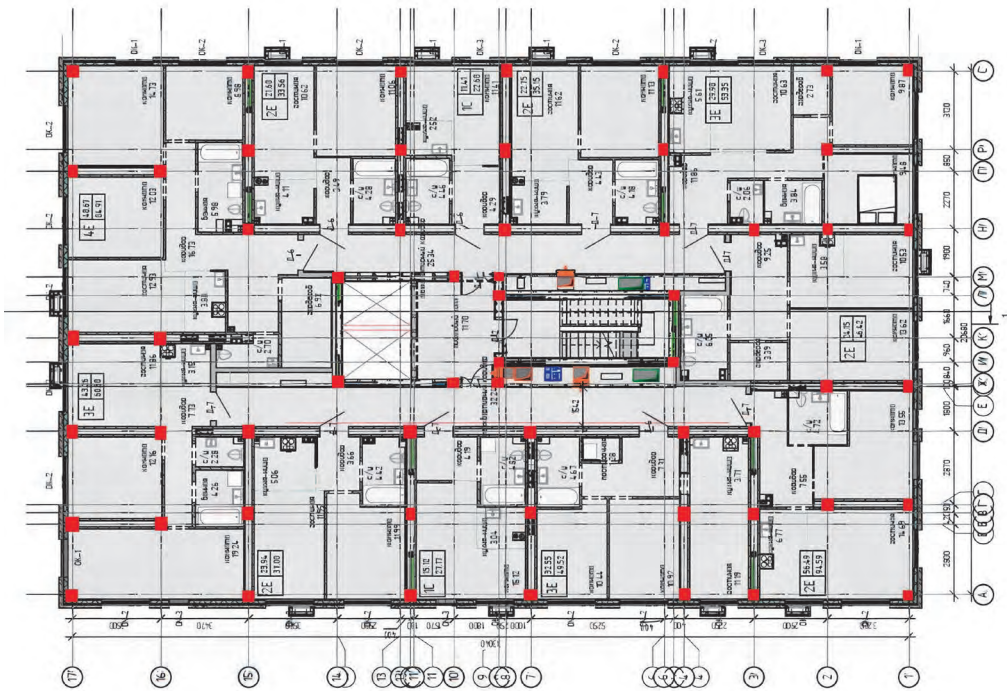


Рис. 2. Исходный вариант. План типового этажа с выделенными колоннами

Несущая система здания выполнена в виде стального связевого каркаса, в котором колонны жёстко крепятся к фундаменту, балки перекрытий и покрытия шарнирно крепятся к колоннам, пространственная жёсткость

буквенных осей установлены дополнительные колонны. Такая расстановка позволяет существенно сократить количество несущих элементов (колонн и балок) по сравнению с исходным планом, что позволяет уменьшить металлоемкость каркаса здания в целом. При этом планировка помещений на этаже и размеры этажа мало отличаются от исходного решения. Кроме того, принятая компоновка упрощает раскладку сборных плит и профилированного настила, что позволяет сократить количество используемых типоразмеров плит перекрытий и упрощает формирование монолитной плиты перекрытия.

С учетом принятых округлений межосевых расстояний итоговый размер здания составил $21,5 \times 34,0$ м. Несмотря на то, что перекомпоновка колонн привела к увеличению площади здания в целом (на 1,15% по сравнению с исходным вариантом), принятая схема расположения элементов существенно облегчает монтажные работы, и позволяет унифицировать конструктивные решения для всего здания.

Необходимо отметить, что заданное объёмно-планировочное решение усложняет обеспечение требуемой жёсткости здания в горизонтальном направлении вдоль цифровых осей. Более рациональна конструкция вертикальных связей, включающих три и более колонн. В данном случае вдоль цифровых осей можно сформировать вертикальные связи только с двумя колоннами в составе связевых блоков, что заметно уменьшает жёсткость связей и ведёт к увеличению сечений колонн связевого блока и раскосов связей. Существенно повысить жёсткость здания можно за счёт устройства горизонтальных поясов жёсткости (аутригеров) в пределах высоты одного или двух этажей и как правило на технических этажах. Аутригеры располагают или наверху здания, или при большой высоте здания на нескольких уровнях через 15–20 этажей. Рассматриваемое в курсовом проекте здание не имеет технических этажей, а в пределах жилых этажей устройство аутригера невозможно из-за заданного объёмно-планировочного решения.

При реальном проектировании внесение указанных изменений является результатом совместной работы архитекторов и конструкторов с целью унификации конструктивных решений, сокращения сроков монтажных работ и возможности уменьшения металлоемкости всего каркаса в целом при максимальном сохранении планировочных решений. Окончательное решение принимается по согласованию с заказчиком. В рамках выполнения курсового проекта работа по компоновке каркаса выполняется самостоятельно студентом, исходя из анализа полученного варианта задания и согласовывается с преподавателем.

Важным этапом компоновки каркаса является уточнение горизонтальных размеров и высотных отметок здания с учётом сечений колонн и конструктивного решения перекрытия. Размеры поперечного сечения колонн, высота сечения балок, толщина плит перекрытия и место опирания их на балки перекрытия. На этапе компоновки, до проведения расчёта, следует определиться с предварительными сечениями конструкций. Предварительные сечения назначают или с учётом накопленного опыта проектирования аналогичных конструкций, или на основании приближённого расчёта. Выбор предварительных сечений при компоновке каркаса необходим для обеспечения назначенных

архитекторами горизонтальных и вертикальных размеров помещений. При этом следует учитывать и влияние на габариты помещения огнезащиты конструкций, которая может быть либо окрасочной, либо конструктивной.

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.

При использовании сборных многопустотных плит перекрытий необходимо обратить внимание на раскладку плит с учетом пропуска вертикальных коммуникаций в промежутках между плитами. В промежутках между сборными плитами выполняют монолитные участки. Обычно сборные плиты раскладывают так, чтобы монолитные участки формировались у продольных балок. Предпочтение следует отдавать вариантам раскладки с применением плит одной ширины. Допускается использование плит разной ширины. При выполнении курсового проекта с целью унификации конструктивных решений и ограничения количества, используемых в проекте типоразмеров плит допускается не учитывать вертикальные коммуникации при компоновке схемы расположения плит перекрытий.

Для конструктивного варианта с монолитным железобетонным перекрытием по профлисту учитываются различные варианты расположения второстепенных балок, от шага которых зависит принимаемый профиль профилированного листа.

СБОР НАГРУЗКИ НА КАРКАС МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Несущие конструкции многоэтажного здания рассчитываются на совокупность гравитационных, ветровых, технологических, инерционных и температурных воздействий. От нагрузок возникают перемещения здания, а в элементах конструкций появляются усилия.

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 многоэтажного здания, относится собственный вес несущих и ограждающих конструкций (в том числе, заполнения проемов), полов, потолков, а также вес грунта в засыпках.

К временным длительным нагрузкам относятся:

- вес временных перегородок;
- подливок и подбетонок под оборудование;

- вес стационарного оборудования;
- нагрузки на перекрытия в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и т.п.;
- полезная нагрузка на перекрытия с пониженным нормативным значением;
- снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением;
- температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями.

К кратковременным нагрузкам нормы относят:

- полезная нагрузка на перекрытия зданий с полным нормативным значением;
- снеговые нагрузки с полным нормативным значением;
- температурные климатические воздействия с полным нормативным значением;
- ветровые нагрузки;
- гололёдные 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.

ПОСТОЯННАЯ НАГРУЗКА

Постоянная нагрузка в многоэтажных зданиях является одной из основных. От этой нагрузки возникают значительные усилия в колоннах, балках и вертикальных связях.

Постоянная нагрузка складывается из веса несущих и ограждающих конструкций. Вес несущих конструкций можно определить с учётом опыта проектирования и строительства аналогичных зданий или предварительным расчётом. Для колонн в среднем можно принимать собственный вес $0,5\text{--}3,0$ кН/м, для балок $0,3\text{--}2,0$ 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 $3,2\text{--}3,5$ кПа.

При использовании вычислительных комплексов собственный вес несущих конструкций можно вычислить автоматически по назначенному поперечному сечению элементов. Кроме коэффициента надёжности по нагрузке при определении расчётной нагрузки следует учитывать особенности конструктивного решения колонн, балок, связей, узлов. Дополнительные элементы (фундаментные плиты, фланцы, опорные столики, рёбра, накладки, сварные швы, болты, местное увеличение сечения в узлах и т.п.) увеличивают вес стальных

конструкций. При проведении расчёта увеличение веса конструкций учитывают умножением веса, определённого по сечению элемента, на поправочный коэффициент, больший единицы. Из опыта проектирования поправочный коэффициент, отражающий конструктивные особенности балок, можно принять равным 1,10–1,20, для колонн — 1,15–1,30. На поправочный коэффициент следует умножать нормативную нагрузку.

Кроме несущих конструкций каркаса необходимо учесть вес ограждающих конструкций перекрытий, покрытия и наружных стен. Если ограждение работает в составе каркаса, то в расчётную схему включают несущие элементы ограждений, на которые и передаётся 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 слоёв необходимо учитывать наличие выравнивающей стяжки, звукоизоляции, лаг (при устройстве дощатых полов). Кроме этого, в зависимости от технологического задания, может быть учтена нагрузка от собственного веса инженерных систем, прокладываемых по перекрытию. Величина этой нагрузки задаётся в техническом задании на проектирование. Приблизённо эту нагрузку можно принять равной 0,5 кПа.

На перекрытия действует постоянная нагрузка от межквартирных и межкомнатных перегородок. Нагрузка может прикладываться в виде погонной на балки или распределённой по площади всего перекрытия. Для перегородок из кирпича, гипсовых и газосиликатных блоков погонная нагрузка определяется произведением удельного веса материала стены на её 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.

Для более точного моделирования при проектировании жилых зданий нагрузку от перегородок можно разделить на два типа — межквартирные и межкомнатные перегородки. Положение межквартирных перегородок устанавливается проектом и не меняется в процессе эксплуатации здания. Положение межкомнатных перегородок на стадии проектирования принимается предварительно, окончательную планировку могут определять жильцы. Нагрузку от перегородок можно прикладывать линейно на перекрытие в соответствии с принятым объёмно-планировочным решением. Допускается учитывать вес межквартирных и межкомнатных перегородок нагрузкой, распределённой по площади с учетом опыта проектирования. При выполнении курсового проекта нагрузку от перегородок рекомендуется принимать распределённой по площади в диапазоне от 1,0 до 1,2 кПа. Указанное значение достаточно точно характеризует воздействие веса перегородок на перекрытие.

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, вентиляционного и другого инженерного оборудования, систем пожаротушения, конструкций вертолётных и смотровых площадок. Системы вентиляции и пожаротушения относятся к технологической нагрузке, однако, для трубопроводов, прикреплённых к покрытию, в запас несущей способности, нагрузку принимают приближённо равной 0,5 кПа. Вес вертолётных и смотровых площадок определяется конструкцией площадок. Нагрузка от веса площадок прикладывается к покрытию в местах их устройства.

При определении нагрузки от веса наружных стен учитывается конструкция несущей части стены, её внутренняя отделка, наличие утеплителя, наружная облицовка стены. 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 слоёв 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 трёхслойных панелей прикладывается или к контурным балкам (при вертикальной разрезке), или к колоннам (при горизонтальной разрезке). Нагрузку от веса трёхслойных панелей принимают по данным завода изготовителя. Приближённо 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 передаётся на контурные балки. Нагрузка от листов гипсокартона, теплоизоляции, фасадных панелей, штукатурки и т.п. элементов конструкции определяется удельным весом и толщиной слоёв. Вес стального каркаса и обрешётки принимается равным 0,2–0,5 кПа, нагрузка от веса пароизоляции и ветрозащитных плёнок невелика и составляет не более 0,05 кПа, вес оконного стекла принимается равным 0,7 кПа.

Вес конструкций лестниц может прикладываться к каркасу двумя способами. Если несущие конструкции лестниц включены в расчётную схему, то их вес можно определить автоматически, как и для остальных элементов каркаса. В этом случае в расчётную схему включаются стальные косоуры. К косоурам прикладывается нагрузка от веса ступеней и отделки лестницы. Если лестница не включена в расчётную схему, то эквивалентная весу лестницы нагрузка задаётся на балки каркаса в виде сосредоточенных сил или погонной нагрузки равной опорным реакциям лестничных маршей.

Коэффициенты надёжности по нагрузке для постоянной нагрузки зависят от материала конструкций и составляют от 1,05 до 1,3 (табл. 7.1 СП 20.13330.2016).

НАГРУЗКА, РАСПРЕДЕЛЁННАЯ НА ПЕРЕКРЫТИЯХ (ПОЛЕЗНАЯ НАГРУЗКА)

В многоэтажных зданиях размещаются жилые, офисные, учебные, торговые и тому подобные помещения. На перекрытиях зданий располагаются люди, оборудование, мебель, материалы, изделия 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. Нагрузку, распределённую на перекрытиях, часто называют полезной.

Особенностью полезной нагрузки является то, что её полное значения считается кратковременной нагрузкой, а пониженное значение — длительной. Нагрузка на перекрытия задаётся в действующих нормах и зависит от назначения помещения. Величина полезной нагрузки, распределённой на перекрытиях, приведена в табл. 8.3 и 8.4 СП 20.13330.2016 [2].

Коэффициент надёжности 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 задаётся.

Нагрузка, распределённая на перекрытиях, зависит от назначения помещений, поэтому на одном этаже может быть несколько участков с разными величинами нагрузок. Для учёта случайного характера полезной нагрузки, распределённой на перекрытиях и одновременного загружения всех площади перекрытия и всех перекрытий сразу полной полезной нагрузкой для некоторых помещений, используют коэффициенты сочетания, уменьшающие величину полезной нагрузки. В соответствии с п. 6.7 СП 20.13330 для жилых и офисных помещений коэффициент сочетания составляет:

— при расчёте балок, ригелей, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, допускается снижать нагрузку в зависимости от грузовой площади A , с которой нагрузка передаётся на рассчитываемый элемент, в том случае, если грузовая площадь 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 $A_1 = 9 \text{ м}^2$.

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

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

где n – число этажей.

Расчёт перекрытий многоэтажного здания допускается выполнять на действие полезной нагрузки с учётом коэффициента сочетания φ_1 . Для расчёта колонн, стен и фундаментов полезную нагрузку определяют с учётом коэффициента сочетания φ_3 и прикладывают на всех перекрытиях здания. В связи с тем, что площади помещений в здании сильно варьируются в запас несущей способности можно считать коэффициент φ_1 равным 1. Тогда коэффициент

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{n}}.$$

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 пролёт с целью определения максимальных изгибающих моментов в балках. Такое же распределение следует рассмотреть и при шарнирном креплении балок к колоннам для учёта возможного появления изгибающих моментов в колоннах из-за наличия эксцентриситетов в узлах крепления балок к колоннам.

Технологическая нагрузка на каркас высотного здания определяется в зависимости от технического оснащения здания. На каждом этаже учитывается вес электро- и вентиляционного оборудования, наличие и особенности систем пожаротушения. Для конструкций покрытия и наружных стен учитываются нагрузки от систем очистки и обслуживания фасадов здания. Нагрузка от систем очистки и обслуживания фасадов назначается в соответствии с технологическим заданием с учетом веса оборудования и работающих людей.

В многоэтажных зданиях при числе этажей более 20 для организации водопровода и теплоснабжения, канализации, размещения систем пожаротушения и вентиляции необходимо устройство технических этажей. Нагрузка на технические этажи составляет 10 кПа (нормативная нагрузка). Нагрузка может назначаться с учётом фактических схем размещения оборудования с нагрузками от него, но не менее 10 кПа. Коэффициент надёжности по нагрузке для технологической нагрузки 1,2.

При высоте здания 100 м и более для спасения людей при пожаре или иной чрезвычайной ситуации может использоваться пожарный вертолёт. Нагрузки на покрытие от пожарного вертолётa определяются в соответствии с технологическим заданием и требованиями соответствующих норм.

Кроме этого при проектировании многоэтажных зданий важно учитывать нагрузку от лифтового оборудования. Величина нагрузки определяется строительным заданием от фирмы-производителя оборудования. Как правило, лифтовые шахты представляют собой отдельный стальной каркас, встроенный внутрь запроектированной шахты. Каркас поэтажно крепится к перекрытиям здания, но не опирается на них. Таким образом, все нагрузки от лифтового оборудования передаются на фундамент. При наличии машинного помещения

величина полезной нагрузки на перекрытии определяется строительным заданием или принимается, как для технических помещений. В рассматриваемом курсовом проекте принято расположение технического помещения в подвале и при расчете каркаса здания нагрузка от него не учитывалась.

СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА

На покрытия многоэтажных зданий действует снеговая нагрузка, которая зависит от места строительства [2]. Всего на территории России выделено 7 снеговых районов. Для крупных городов в нормах снеговая нагрузка задаётся отдельно независимо от района строительства (приложение К [2]).

Максимальные расчётные 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 её зависимость от формы здания и очертания покрытия, наличия на нём участков возможного накопления снега (снеговые мешки), уменьшение нагрузки за счёт сдува снега ветром, повышенных теплопотерь через покрытие.

Расчётная 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 м² горизонтальной поверхности земли (табл. 10.1 и прил. К СП 20.13330.2016), $\gamma_f = 1, 4$.

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

При расчёте конструкций покрытия необходимо учитывать наличие парапетов, выходов на крышу, вертолётных площадок и т.п. конструкций, у которых могут образоваться снеговые мешки (п. Б.13, Б.14 СП 20.13330).

ВЕТРОВАЯ НАГРУЗКА

Ветровая нагрузка — это кратковременная нагрузка, величина и направление которой быстро изменяются в процессе эксплуатации здания. Ветровая нагрузка на здание складывается из средней и пульсационной оставляющей [2]:

$$w = w_m + w_g$$

где w_m — средняя составляющая ветровой нагрузки, w_g — 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. В зависимости от района строительства определяется нормативное значение ветрового давления (табл. 11.1 СП 20.13330.2016). 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.

С учётом 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 $W_{m,отс} = W_o k(z_e) c_{отс} \gamma_f$ (для многоэтажных зданий, где диски перекрытий являются диафрагмами жесткости, допустимо суммировать активное давление и давление отсоса, и прикладывать суммарную ветровую нагрузку в один торец здания);

- при использовании коэффициентов лобового сопротивления $w_m = w_o k(z_e) c_x \gamma_f$,

где w_o — 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 надёжности для ветровой нагрузки, равный 1.4.

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. В действующих нормах имеются рекомендации по определению пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Более точно учесть динамические эффекты при действии ветровой нагрузки можно численным расчётом с применением современных вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов. В этом случае каркас здания рассматривается, как упругая система с размещёнными в соответствующих местах массами. Массы получают из соответствующих постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Учитываются нормативные значения нагрузок, что достигается делением расчётных нагрузок на коэффициенты надёжности по нагрузке. В результате проведения динамического расчёта определяются частоты собственных колебаний, а также перемещения и усилия с учётом динамического характера действия пульсационной нагрузки.

Кроме основной ветровой нагрузки при проектировании учитывается пиковая ветровая нагрузка для расчета элементов ограждения и узлов их креплений (п. 11.2 СП 20.13330), а также резонансное вихревое возбуждение в зависимости от формы и высоты проектируемого здания (п. 11.3 СП 20.13330).

ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Температурные воздействия на конструкции многоэтажного здания в процессе его эксплуатации как правило невелики, благодаря использованию систем создания искусственного климата. Однако в процессе строительства и при замыкании теплового контура, возникающие температурные напряжения могут достигать значительных величин. Так из-за разных значений коэффициентов линейного расширения у стали и железобетона усилия могут возникать в колоннах, связях, балках перекрытий и узлах крепления плит перекрытий к балкам. Деформации стального каркаса, опёртого на фундаменты, из-за малого изменения температуры грунта основания ведут к появлению дополнительных усилий в колоннах, связях каркаса и узлах крепления колонн к фундаменту.

Сбор температурной нагрузки осуществляется в соответствии с п. 13 СП 20.13330 для летнего и зимнего периода эксплуатации. Летний период эксплуатации рассматривается для учёта температурного перепада, возникающего при замыкании конструкции зимой и её 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 расчёта конструкций на действие температуры задаются изменения средних температур по сечению Δt , а также перепады температур по сечению элемента ϑ .

Нормативные значения изменений средних температур по сечению составляют:

- в тёплое время $\Delta t_w = t_w - t_{oc}$;
- в холодное время $\Delta t_c = t_c - t_{ow}$.

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

Нормативные значения перепадов температур по сечению элемента составляют:

- в тёплое время ϑ_w ;
- в холодное время ϑ_c .

Для определения средних температур и перепадов температур по сечению элемента используются данные табл. 13.1 [2].

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.

Коэффициент надёжности по нагрузке для температурных воздействий равен 1.1.

Расчёт на действие температурной нагрузки при проектировании выполняется с использованием вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Температурная нагрузка прикладывается к каркасу, как два нагружения: для летнего и зимнего периода.

ФОРМИРОВАНИЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ

Важным этапом проектирования каркасного здания является выбор способа расчёта перемещений и усилий. В настоящее время основным способом расчёта служит метод конечных элементов, позволяющий наиболее полно отразить в расчётной модели особенности конструктивного решения и нагрузок, действующих на здание. С учётом этого при проектировании стального каркаса многоэтажного здания рекомендуется использовать современные вычислительные комплексы, реализующие метод конечных элементов.

Проектируемое многоэтажное здание представляет собой пространственную систему, образованную монолитным железобетонным цоколем, стальными колоннами, балками, связями и железобетонными сборными или монолитными плитами перекрытия.

Монолитный цоколь, образованный фундаментной плитой и стенами, моделируется в расчётной схеме прямоугольными конечными элементами оболочки. Толщина конечных элементов оболочки определяется толщиной фундаментной плиты и стен. Модуль упругости бетона принимается с учётом его класса и нормативных рекомендаций по определению длительного модуля упругости (СП 63.13330.2018, п. 6.1.15). Для учёта влияния податливости грунта в расчётной модели вводятся коэффициенты постели, принимаемые на основании инженерно-геологических изысканий. При выполнении настоящего курсового проекта приняты следующие коэффициенты постели для обоих конструктивных вариантов: $c_1 = 5000 \text{ кН/м}^3$, $c_2 = 300 \text{ кН}$. Кроме этого необходимо задать закрепления фундаментной плиты для обеспечения геометрической неизменяемости в горизонтальных направлениях. В рамках выполняемого курсового проекта допустимо задать закрепления в соответствии со схемой, приведенной на рис. 4.

Каркас здания связевой. Часть колонн опирается на фундаментную плиту, часть на наружные цокольные стены на отметке -0.2 м . При этом колонны к фундаментной плите крепятся жёстко, к цокольным стенам шарнирно. Балки шарнирно крепятся к колоннам. Пространственную жёсткость и устойчивость каркаса обеспечивают вертикальные связи. Колонны, балки и связи моделируются стержневыми конечными элементами. Геометрическая неизменяемость каркаса и его жёсткость обеспечивается наличием вертикальных связей и жёстких дисков перекрытий.

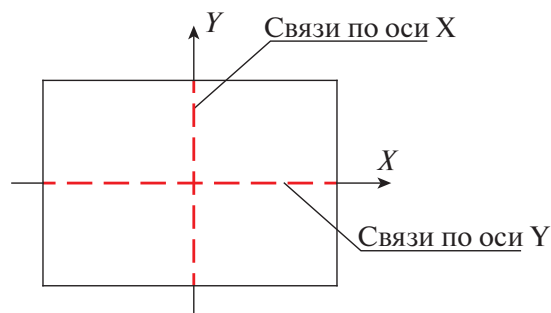


Рис. 4. Закрепления фундаментной плиты в горизонтальных направлениях

Балки, расположенные вдоль цифровых осей, крепятся к полкам колонн, балки, расположенные вдоль буквенных осей, крепятся к стенкам колонн. С учётом имеющегося эксцентриситета крепления балок, расположенных вдоль цифровых осей, к колоннам в расчётную модель вводятся стержни большой жёсткости (продольная жёсткость $EA = 1000000$ кН, жёсткости на изгиб в вертикальной и горизонтальной плоскостях $EI = 1000000$ кН·м²). Эти стержни жёстко крепятся к колоннам и шарнирно к балкам. На рис. 5 показан фрагмент конечно-элементной модели в районе примыкания балок к колоннам.

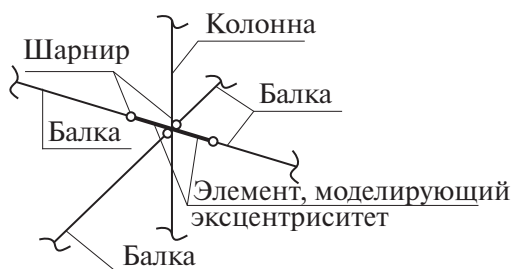


Рис. 5. Фрагмент конечно-элементной модели в месте примыкания балок к колонне

В первом варианте конструктивного решения здания перекрытия формируются сборными железобетонными плитами, во втором – монолитными железобетонными плитами. И сборные, и монолитные плиты опираются на нижнюю полку балок перекрытия. Железобетонные сборные плиты после замоноличивания монтажных швов и монолитная железобетонная плита формируют жёсткий диск перекрытия, перераспределяющий горизонтальные нагрузки на вертикальные связи.

Сборные и монолитные железобетонные плиты перекрытий, а также участки замоноличивания, моделируются конечными элементами оболочки. В качестве толщины оболочки принимается приведённая толщина плиты, модуль упругости бетона длительный (п. 6.1.15 СП 63.13330).

При формировании расчётной схемы следует учитывать особенности взаимодействия сборных плит и балок. Плиты передают на балки вертикальную нагрузку, распределённую на перекрытии, а также совместно работают

с балками в плоскости перекрытия в направлении перпендикулярном оси балки.

Сборные железобетонные плиты эффективно работают на изгиб в направлении вдоль пустот. Поэтому именно балки, на которые опираются плиты, загружаются нагрузкой, действующей на плиты. Из-за того, что изгибная жёсткость сборных плиты больше, чем изгибная жёсткость стальных балок, возможен отрыв опорной поверхности плит от полки балки в средней части опорной поверхности плиты.

В разрабатываемом конструктивном решении сборные плиты опираются на нижнюю полку без использования специальных анкерных креплений, что делает возможным сдвиг плит в горизонтальном направлении вдоль продольных осей балок. При таком конструктивном решении на изгиб балка и плита работают, не образуя сталежелезобетонной конструкции. После замоноличивания стыков и устройства монолитных участков исключаются взаимные линейные перемещения в горизонтальном направлении перпендикулярном оси балки, а также кручение балок относительно продольных осей. К особенностям устройства перекрытия из сборных железобетонных плит относится невозможность передачи изгибающих моментов в стыках плит, в швах примыкания плит к монолитным участкам и швах между балками, плитами и монолитными участками.

Описанные выше сложные условия взаимодействия сборных плит и стальных балок реализуются в расчётной схеме следующим образом.

В стыках плит между собой и монолитными участками для смежных узлов конечных элементов, моделирующих плиты, предусматривается обеспечение одинаковых линейных перемещений по трём осям (X , Y , Z). В большинстве современных вычислительных комплексов предусмотрена возможность формирования групп узлов, имеющих одинаковые перемещения по выбранным степеням свободы. Процедура формирования групп узлов с одинаковыми перемещениями зависит от выбранного вычислительного комплекса. В местах контакта плит и монолитных участков с балками для смежных узлов обеспечиваются одинаковые линейные перемещения по оси Z , по оси X (для балок, расположенных вдоль цифровых осей) и по оси Y (для балок, расположенных вдоль буквенных осей).

Во втором варианте конструктивного решения перекрытия монолитное железобетонное перекрытие устраивается по несъёмной опалубке из профилированного настила. Для обеспечения прочности профилированного настила его сечение подбирается так, чтобы он при однопролётной расчётной схеме и выбранном шаге второстепенных балок воспринимал вес бетонной смеси и монтажную нагрузку от людей и оборудования при бетонировании. При реальном проектировании несущие конструкции каркаса проверяются на монтажные нагрузки. В рамках курсового проектирования расчет на монтажные нагрузки допускается не выполнять.

В этом варианте конструктивного решения железобетонная плита передаёт на балки перекрытия только вертикальные реакции и горизонтальные усилия, перпендикулярные продольным осям балок. Такая схема работы перекрытий

реализуется формированием групп узлов на балках и плитах перекрытий, имеющих одинаковые перемещения по вертикали (линейные перемещения по оси Z) и одинаковые перемещения по направлению перпендикулярном продольным осям балок (линейные перемещения по оси X для второстепенных балок и линейные перемещения по оси Y для главных балок).

В статически неопределимых системах распределение усилий зависит от жесткостных характеристик элементов системы. На первом этапе жесткостные характеристики назначаются с учётом предварительного подбора сечений балок и колонн. В процессе проводимых расчётов сечения и жесткостные характеристики уточняются. Окончательное определение перемещений и усилий, а также проверка прочности, устойчивости и жёсткости несущей системы выполняется с использованием сечений, обеспечивающим выполнение всех требований по жёсткости и несущей способности каркаса.

РАСЧЕТ КАРКАСА ЗДАНИЯ

После изучения объёмно-планировочного и конструктивного решения, компоновки каркаса, определения нагрузок и формирования конечно-элементной модели выполняют численный расчет с использованием программного комплекса, реализующего метод конечных элементов. В результате проведения численного расчёта определяются перемещения здания и усилия в элементах каркаса. По определённым перемещениям и усилиям выполняется расчет и конструирование элементов каркаса с учётом требований по первому и второму предельным состояниям. При проектировании сечений конструктивных элементов необходимо учитывать не только данные государственных стандартов, но и каталоги производителей металлопроката, которые учитывают фактически производимую номенклатуру стального проката. Актуальные каталоги позволяют закладывать в проект тот прокат, который доступен для изготовителя стальных конструкций на момент проектирования каркаса.

Кроме основных проверок для многоэтажных жилых зданий выполняется проверка динамической комфортности для оценки комфортности пребывания людей в здании (п. В.3 СП 20.13330) и определяются прогибы перекрытия с учетом физиологических требований (п. Д.2.2 СП 20.13330).

При проектировании каркаса рассчитываются и конструируются узлы сопряжений несущих конструкций. В курсовом проекте необходимо сконструировать и рассчитать узел базы колонны, монтажный стык колонны и узел опирания балки на колонну. По согласованию с преподавателем может выполняться расчёт и конструирование других узлов. Конструктивное решение узлов, разработанных в пособии, является одним из возможных вариантов. Другие варианты решений узлов конструкций многоэтажных зданий предложены в [11].

В методическом пособии факультативно приведен расчёт на прогрессирующее обрушение для каждого из рассматриваемых конструктивных вариантов. Расчет выполняется в соответствии с СП 385.1325800 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения». Необходимость выполнения

данного расчета регламентируется действующими нормативными документами и требованиями заказчика.

Кроме этого, при проектировании выполняется разработка проекта огнезащиты [12]. В курсовом проекте, в ознакомительных целях, для основных несущих конструкций (колонн, балок и вертикальных связей) необходимо выбрать тип огнезащиты, определить приведенную толщину металла и подобрать необходимую толщину огнезащитного покрытия.

В качестве одного из инструментов защиты конструкций здания от коррозии может применяться метод припуска по толщине. Например, при расчете конструкции на несущую способность, увеличивается толщина металлопроката. Этот метод отвечает требованиям СП 28.13330.2017, п. 9.2.3 и обеспечивает сохранность и несущую способность элемента конструкции на весь срок службы здания.

СОСТАВ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

Графическая часть курсового проекта включает в себя оформление следующих чертежей:

- Схема расположения колонн и вертикальных связей на отм. 0.000
- Схема расположения балок типового этажа
- Разрезы
- Жёсткий узел крепления колонны к фундаментной плите
- Узел опирания балки на колонну
- Монтажный стык колонны.

Кроме этого на листах должны быть представлены ведомость основных элементов с указанием усилий для прикреплений (усилия указываются на основании расчета в программном комплексе) и спецификация металлопроката.

Все чертежи должны быть оформлены в соответствии с правилами оформления чертежей марки КМ (ГОСТ 21.502-2016), соблюдением требований ГОСТ 21.101-2020 и действующих нормативов СПДС и ЕСКД.

Рекомендуемый масштаб выполнения схем расположения элементов и разрезов 1:100, узлов – 1:10. Рекомендуемый формат листов для компоновки графической части проекта – А2.

Пример оформления графической части проекта для двух рассматриваемых в пособии конструктивных вариантах приведен в приложении 4.

1

ВАРИАНТ I. РАСЧЕТНАЯ ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

1.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Таблица 1.1

Город строительства	Москва
Тип каркаса	Связевой
Ядро жесткости	Стальное
Перекрытия	Железобетонные многопустотные плиты по ГОСТ 9561-91 толщиной 220 мм
Несущие конструкции (колонны, балки)	Двутаврового сечения из прокатных профилей по ГОСТ Р 57837–2017. Класс стали С355
Тип фундамента	Плита на естественном основании. Толщина плиты 600 мм. Бетон класса В30 по прочности, W6 по водонепроницаемости, F150 по морозостойкости
Вертикальные ограждающие конструкции	Газобетонные блоки толщиной 300 мм, с утеплителем по наружной поверхности и облицовкой фасадными панелями
Внутренние перегородки	Газобетонные блоки
Класс функциональной пожарной опасности	Ф 1.3
Класс конструктивной опасности	С0
Категория взрывопожарной и пожарной опасности	Нет категории (согласно № 123-ФЗ)
Степень огнестойкости здания	I

Класс стали назначается в соответствии с прил. В СП 16.13330.2017.

Класс функциональной пожарной опасности принимается на основании ФЗ № 123, ст. 32.

Степень огнестойкости и класс конструктивной опасности назначается в соответствии с СП 2.13130.2012, табл. 6.8.

1.2 ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ

Проектируемое здание многоэтажное жилое с подвалом, прямоугольное в плане с размеры 21,5×34,0 м в осях. Высота подвала 3,0 м, высота первого этажа 4,2 м, высота типового этажа 3,1 м, общее число этажей 17. На покрытие предусмотрена надстройка высотой 3,1 м для выхода на покрытие. Размеры в осях в плане 21,×34,0 м. Высота здания по парапету 54,9 м.

В подвале располагаются технические помещения, на первом этаже – помещения бытового и хозяйственного назначения, со второго по семнадцатый этажи располагаются жилые квартиры. Связь между этажами осуществляется двумя лифтами и по одной лестнице. Лифтовые шахты и лестничная клетка располагаются в средней части здания. Техническое помещение для размещения лифтового оборудования расположено в подвале. Кровля здания совмещённая, водоотвод организованный внутренний.

Наружные стены здания толщиной 300 мм выполняются из газобетонных блоков по ГОСТ 31360-2007 с утеплителем из минеральной ваты толщиной 120 мм (расчет см. п. 1.4) и облицовкой фасадными панелями. Внутренние перегородки выполняются из газобетонных блоков толщиной 340 мм (межквартирные стены) и 100 мм (внутриквартирные перегородки).

В отделке стен и перегородок используется керамическая плитка, штукатурка, акриловые и водоэмульсионные краски. В жилых помещениях и местах общего пользования применяются штукатурные потолки, в технических – подвесные потолки. Полы приняты с покрытием из линолеума, керамической и керамогранитной плитки в зависимости от назначения помещения.

1.3 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Надземная часть каркасная, каркас связевой. Шаг колонн принят 6,8х4,3 м. В местах формирования ядра жесткости (вокруг лестнично-лифтового узла) шаг колонн вдоль буквенных осей здания составляет 3,06 м, 3,1 м и 3,5 м.

Колонны жестко крепятся к фундаментной плите подвала на отметке –3.000 м. Исключение составляют колонны по осям 1 и 9, которые шарнирно крепятся к стенам подвала на отметке –0.200 м. Отправочные элементы колонн приняты высотой не более 12 м, монтажный стык колонн располагается на высоте 1 м над перекрытием и выполняется на фланцах с фрезерованными торцами. При выполнении курсового проекта допускается использование других монтажных узлов. По высоте здания сечение колонн изменяется. Принято три типа сечений, изменение сечений осуществляется между 6 и 7 этажами, 12 и 13 этажами.

Балки шарнирно крепятся к колоннам. На нижние полки балок уложены многопустотные железобетонные плиты перекрытий. Общая устойчивость, жёсткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается системой вертикальных связей и жестких дисков перекрытий. Вертикальные связи расположены в районе лифтовых шахт и лестничной клетки, а также по оси 4 между осями А-Б и Д-Е, по оси 6 между осями Д-Е, по оси 8 между осями А-Б.

Перекрытия выполнены из многопустотных сборных железобетонных плит по ГОСТ 9561-91 толщиной 220 мм, класс бетона В20. Плиты приняты шириной 1,2 м, пролетами 3,1 м и 3,5 м в зонах вокруг лестнично-лифтового узла и 6,6 м на всех остальных участках. Плиты укладываются на балки симметрично с зазорами (в осях) между плитами и продольными балками 350 мм. После монтажа железобетонных сборных плит выполняется замоноличивание монтажных швов, а также промежутков между плитами и продольными балками. В местах пропуска вентиляционных каналов и проходов вертикальных коммуникаций перекрытие выполняется монолитными участками.

Колонны, балки и вертикальные связи по колоннам стальные. Колонны и балки приняты двутаврового сечения по ГОСТ Р 57837–2017, крестовые вертикальные связи по колоннам из квадратных труб по ГОСТ 30245-2012, класс стали С355. Бетон монолитных участков при устройстве сборных перекрытий – В20, W4, F100. Наружные стены здания толщиной 300 мм выполняются из газобетонных блоков по ГОСТ 31360-2007. Внутренние перегородки выполняются из газобетонных блоков толщиной 340 мм (межквартирные стены) и 100 мм (внутриквартирные перегородки).

Подземная часть здания монолитная железобетонная из бетона В30, W6, F150. Фундаментная плита имеет толщину 600 мм, наружные стены подвала приняты толщиной 400 мм, внутренние стены – 300 мм.

1.4 ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Для определения параметров наружного ограждения выполнен теплотехнический расчёт. Место строительства г. Москва. Градусосутки отопительного периода для Москвы составляют (СП 50.13330.2012, п. 5):

$$ГСОП = (t_B - t_{om}) \cdot z_{om} = (20 - (-2,2)) \cdot 204 = 4528,8^\circ\text{C} \cdot \text{сут.}$$

$t_B = 20^\circ\text{C}$ – расчетная температура внутреннего воздуха здания, принимаемая по п. 5.2 СП 50.13330;

$t_{om} = -2,2^\circ\text{C}$ – средняя температура наружного воздуха, принимается по СП 131.13330;

$z_{om} = 204$ сут/год – продолжительность отопительного периода, принимается по СП 131.13330.

В соответствии с табл. 3 СП 50.13330, требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций с учётом градусосутки отопительного периода:

- вертикальных ограждающих конструкций $R_0^{\text{тп}} = 2,99 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$;
- покрытия $R_0^{\text{мп}} = 4,4 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ – для покрытия.

Конструктивное решение наружных стен показано на рис. 1.1.

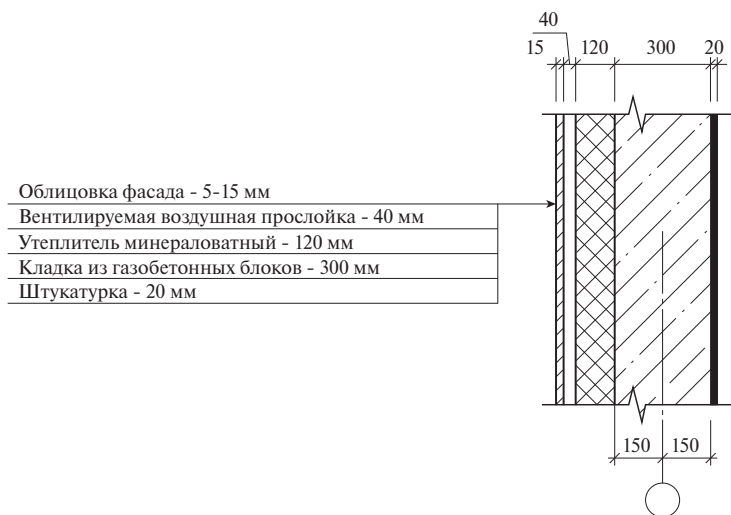


Рис. 1.1 Конструктивное решение наружной стены

Параметры слоев наружных стен приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Слой*	Толщина, мм	Удельный вес γ , кН/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°С)
Штукатурка цементно-песчаная	20	18	0,93
Кладка из газобетонных блоков на цементном вяжущем	300	6	0,26
Утеплитель из минеральной ваты марки 75 по ГОСТ 9573-96	120	0,75	0,045
Вентилируемая воздушная прослойка	40	-	-
Облицовка фасада	15	-	-

* — при компоновке слоев ограждения следует обратить внимание на группу горючести применяемых материалов в зависимости от огнестойкости здания в соответствии с [16, 17].

Определим условное сопротивление теплопередаче (прил. Е СП 50.13330):

$$R_0^{усл} = \frac{1}{\alpha_в} + \sum \frac{t_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_н} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,3}{0,26} + \frac{0,12}{0,045} + \frac{1}{23} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{°С} / \text{Вт}$$

где, $\alpha_в=8,7$ Вт/(м·°С) — коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности покрытия, принимается по табл. 4 СП 50.13330;

$\alpha_н=23$ Вт/(м·°С) — коэффициент теплоотдачи наружной поверхности покрытия, принимается по табл. 6 СП 50.13330;

t_i, λ_i — толщина слоя, м и теплопроводность материала слоя, Вт/(м·°С) соответственно, принимаются по табл. 1.2.

Определим приведенное сопротивление теплопередаче (СП 23—101—2004):

$$R_0^{np} = R_0^{ycl} \cdot r = 4,0 \cdot 0,85 = 3,4 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

где $r=0,85$ – коэффициент теплотехнической однородности ограждающих конструкций, принимается по табл. 8 СТО 00044807–001–2006.

$$R_0^{np} = 3,4 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} > R_0^{mp} = 2,99 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Таким образом, конструкция наружной стены соответствует требованиям по теплопередаче.

Конструктивное решение покрытия показано на рис. 1.2.

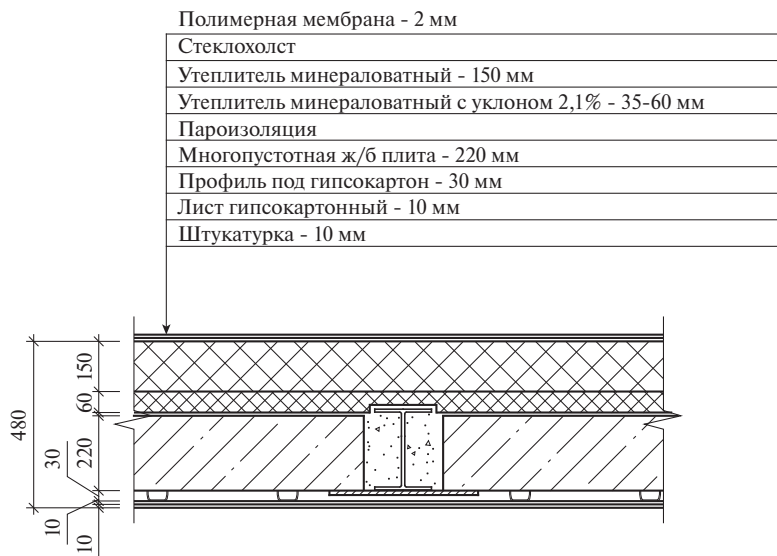


Рис. 1.2 Конструктивное решение покрытия

Параметры слоев покрытия приведены в табл. 1.3.

Таблица 1.3

Слой*	Толщина, мм	Удельный вес γ , кН/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м ² ·°C)
Штукатурка цементно-песчаная	10	18	0,93
Плита многопустотная железобетонная	220	6	2,04
Пароизоляция	1	-	-
Утеплитель минераловатный	35–60	0,34	0,034
Утеплитель минераловатный	150	0,34	0,034
Стеклохолст	1	-	-
Полимерная мембрана	2	-	-

* – при компоновке слоев ограждения следует обратить внимание на группу горючести применяемых материалов в зависимости от огнестойкости здания в соответствии с [16, 17].

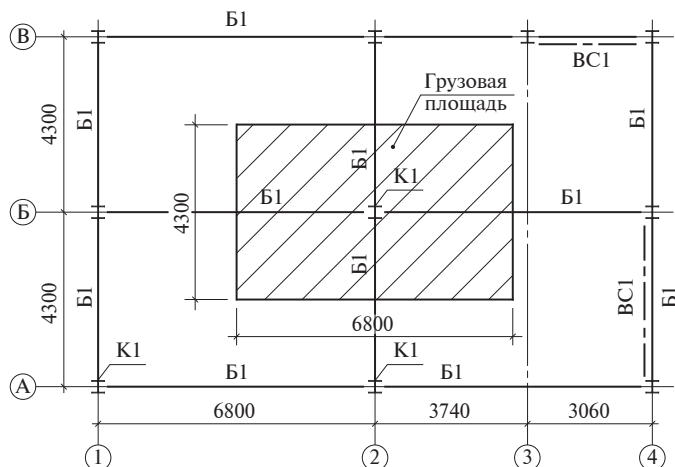


Рис. 1.3. Фрагмент схемы расположения колонн и балок типового этажа для предварительного подбора сечений колонны и балки.

Определим условное сопротивление теплопередаче (прил. Е СП 50.13330):

$$R_0^{ycl} = \frac{1}{\alpha_g} + \sum \frac{t_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,22}{2,04} + \frac{0,035}{0,034} + \frac{0,15}{0,034} + \frac{1}{23} = 5,73 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

где, $\alpha_g = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности покрытия, принимается по табл. 4 СП 50.13330;

$\alpha_n = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности покрытия, принимается по табл. 6 СП 50.13330;

t_i, λ_i – толщина слоя, м и теплопроводность материала слоя, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$ соответственно. Принимаются по табл. 1.3.

Определим приведенное сопротивление теплопередаче (СП 23–101–2004):

$$R_0^{np} = R_0^{ycl} \cdot r = 5,73 \cdot 0,90 = 5,16 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

где $r = 0,90$ – коэффициент теплотехнической однородности ограждающих конструкций, принимается по табл. 8 СТО 00044807–001–2006.

$$R_0^{np} = 5,16 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} > R_0^{mp} = 4,46 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Таким образом, конструкция покрытия соответствует требованиям по теплопередаче.

1.5 КОМПОНОВКА КАРКАСА

Колонны каркаса, балки перекрытия и связи размещаются в соответствии со схемой, показанной на рис. 3. Для уточнения размеров в плане и по высоте необходимо определить сечение колонн и балок. Суммарная нагрузка на перекрытия предварительно принимается 10 кПа.

На рис. 1.3 показан фрагмент схемы расположения колонн типового этажа с обозначением грузовой площади колонны для предварительного подбора сечения.

Подбор сечения колонны

При 17 этажах в здании и размерах грузовой площади $6,8 \times 4,3$ м продольное усилие на колонны 1 этажа составляет:

$$N = 17 \cdot 6,8 \cdot 4,3 \cdot 10 = 4970,8 \text{ кН}$$

Требуемая площадь сплошной внецентренно-сжатой колонны определяется из условия устойчивости (п. 9.2 СП 16.13330):

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{4970,8}{0,85 \cdot 34,0 \cdot 1,0} = 172,0 \text{ см}^2$$

где $\varphi_e = 0,85$ – коэффициент продольного изгиба, принимается предварительно; $R_y = 34,0$ кН/см² – расчетное сопротивление стали С355 при толщине проката от 16 до 40 мм (табл. В.3 СП 16.13330);

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы.

Для назначения сечения колонны рекомендуется принимать колонный двутавровый профиль. Принимается колонна из прокатного двутавра 35К2 по ГОСТ Р 57837–2017 с площадью поперечного сечения

$$A = 173,87 \text{ см}^2 > A_{mp} = 172,0 \text{ см}^2.$$

Подбор сечения балок

На рисунке 1.4 приведен фрагмент схемы расположения балок и сборных плит перекрытий и обозначена грузовая площадь для предварительного подбора сечения балки.

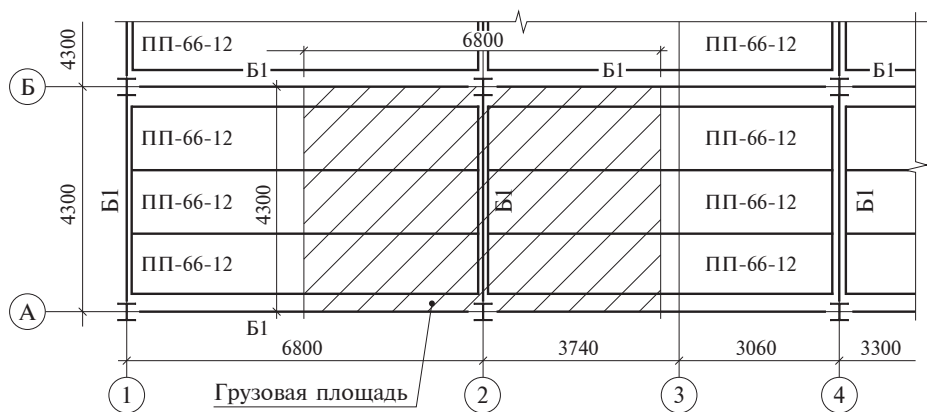


Рис. 1.4. Фрагмент схемы расположения балок и сборных плит перекрытий.

Сборные плиты перекрытий опираются на балки пролетом 4,3 м, расположенные вдоль цифровых осей. Равномерно распределенная нагрузка на балку при ширине грузовой площади 6,8 м:

$$q = 10 \cdot 6,8 = 68 \text{ кН/м}$$

Изгибающий момент в шарнирно опертой балке при пролёте балки 4,3 м составляет:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{68 \cdot 4,3^2}{8} = 157,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления балки перекрытия из условия прочности изгибаемого элемента (п. 8.2 СП 16.13330):

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot g_c} = \frac{157,2 \cdot 100}{34,0 \cdot 1,0} = 462,4 \text{ см}^3$$

Принимается предварительно сечение балок перекрытия 25Ш1 по ГОСТ Р 57837–2017 с моментом сопротивления $W_x = 501,7 \text{ см}^3$, высотой сечения 244 мм. Выбор двутавра Ш обусловлен стремлением получить высоту балки, мало отличающуюся от толщины плиты, что позволит уменьшить толщину перекрытия.

Для балок пролетом 6,8 м, расположенных вдоль буквенных осей, предварительно принимается такое же сечение. После проведения численного расчета сечение может быть скорректировано, исходя из коэффициента использования конструкции.

В соответствии с принятым конструктивным решением сборные плиты перекрытий опираются на нижние полки двутавровых балок пролетом 4,3 м. При применении прокатных двутавров по ГОСТ Р 57837–2017 к нижней полке двутавра для опирания плит вне габарита двутавра необходимо приварить опорный стальной лист, который включается в состав сечения. Ширина листа определяется конструктивно с учетом ширины полки балки и требуемой ширины опирания сборной железобетонной плиты, равной 100 мм и конструктивного зазора 10–50 мм. При определении ширины опирания следует учитывать требования соответствующих типовых серий. С каждой стороны на каждый метр длины балки приходится нагрузка, равная $68/2 = 34 \text{ кН/м}$. Геометрическая схема опирания и расчетная схема приведены на рис. 1.5.

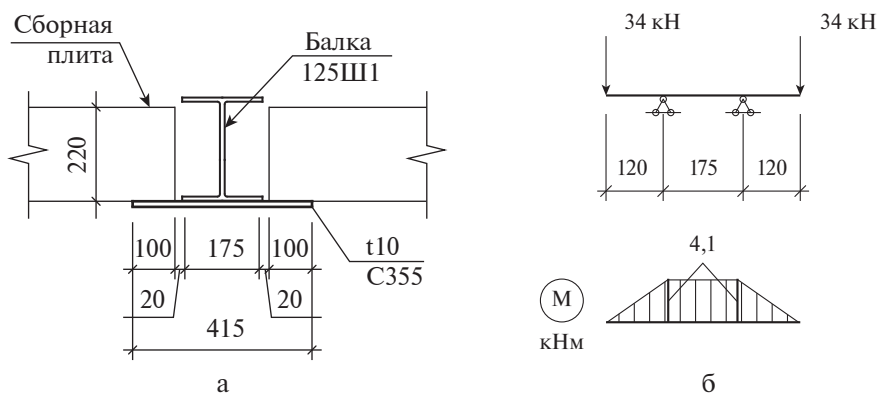


Рис. 1.5. Схема опирания (а) и расчетная схема (б) листа, приваренного к нижней полке балки

Расчёт выполняем для участка опорного листа единичной ширины (1 м). Изгибающий момент на опоре листа составляет:

$$M = 34 \cdot 0,12 = 4,08 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определим требуемый момент сопротивления опорного листа:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{4,08 \cdot 100}{34,0 \cdot 1,0} = 12,0 \text{ см}^3$$

Для опорного листа толщиной $t=10$ мм момент сопротивления равен:
 $W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 1^2}{6} = 16,7 \text{ см}^3$, что превышает требуемый момент сопротивления.

Подбор сечения вертикальных связей

Первоначально сечение вертикальных связей подбирается по предельной гибкости для сжатых элементов и потом уточняется расчётом по прочности, устойчивости и жёсткости. В соответствии с п. 5 табл. 32 СП 16.13330 предельная гибкость сжатых элементов составляет:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha$$

Для предварительного подбора сечения принимается $\alpha=0,5$. Определим требуемый радиус инерции:

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda_u} = \frac{601,0}{210 - 60 \cdot 0,5} = 3,34 \text{ см}$$

где $l_{ef}=601,0$ см — длина диагонали вертикальной связи первого этажа.

По ГОСТ 30245-2003 принимаем квадратную трубу сечением 100x4, $i=3,88$ см.

Вертикальная компоновка здания

Для компоновки каркаса в вертикальном направлении рассмотрим конструкцию пола и потолка. Принятая конструкция перекрытия показана на рис. 1.6.

Суммарная толщина перекрытия составляет 320 мм. Толщина покрытия составляет 480 мм (см. рис. 1.2). В соответствии с архитектурным заданием высота первого этажа принимается 4200 мм, высота типового этажа принимается 3100 мм, что обеспечит высоту типового этажа в свету $3100 - 320 = 2780$ мм. Разрез здания с характерными отметками приведен на рис. 1.7.

1.6 СБОР НАГРУЗОК

На каркас рассматриваемого здания действуют следующие нагрузки:

- постоянные нагрузки (нагрузка от собственного веса несущих конструкций и ограждающих конструкций);
- кратковременные нагрузки (полезная, снеговая, ветровая, температурная нагрузка).



Рис. 1.6. Конструкция перекрытия

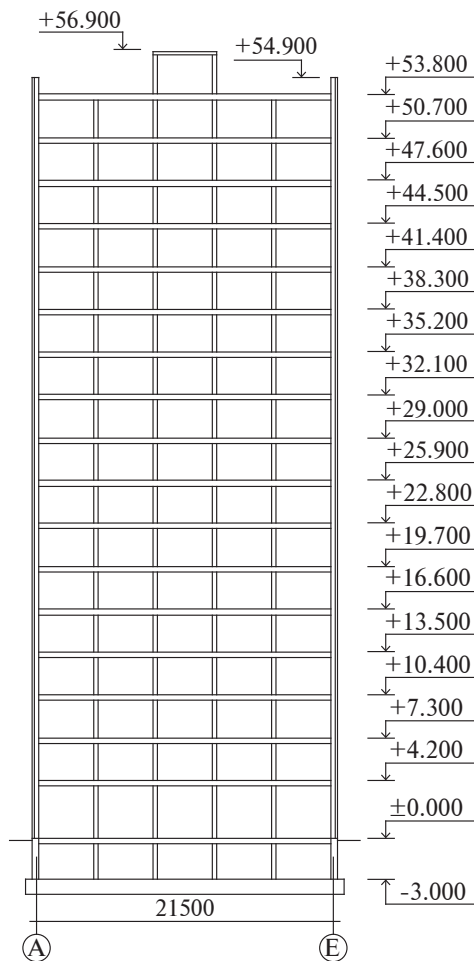


Рис. 1.7. Разрез здания с характерными отметками

1.6.1 Постоянные нагрузки

Нагрузка от собственного веса ряда несущих конструкций (стальные конструкции и конструкции фундамента), заданных в расчетной схеме, учитывается автоматически с использованием средств программного комплекса. Коэффициент надежности по нагрузке для стальных конструкций $\gamma_f=1,05$. Для учёта веса от дополнительных элементов стальных конструкций (рёбер, накладок, фланцев и т.п.) вводится поправочный коэффициент, принимаемый в диапазоне 1,1–1,3. Для проектируемого связевого каркаса принимаем поправочный коэффициент для колонн, балок и связей 1,15. Для сборных железобетонных плит нормативная нагрузка, равная 2,95 кПа, принята по каталогу изготовителя плит. Коэффициент надежности по нагрузке для железобетонных конструкций $\gamma_f=1,1$.

Постоянная нагрузка от веса ограждающих конструкций определена в табл. 1.4.

Таблица 1.4
Постоянная нагрузка от веса перекрытия, покрытия и стен

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчетная, кПа
Сборные многпустотные железобетонные плиты, $t=220$ мм	2,950	1,100	3,245
Собственный вес стальных конструкций – учтен автоматически программным комплексом			
Перекрытие (без веса ж/б плит)			
Конструкция пола, $t=20$ мм	0,360	1,300	0,468
Выравнивающая стяжка (монолитный участок), $t=30$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,540	1,100	0,594
Лист гипсокартонный, $t=12$, мм, $\gamma=10$ кН/м ³	0,120	1,300	0,156
Штукатурка, $t=8$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,144	1,100	0,158
Перегородки, кПа	1,000	1,100	1,100
Итого	2,164	1,180	2,476
Покрытие (без веса ж/б плит)			
Полимерная мембрана, $t=2$ мм	0,023	1,300	0,030
Стеклохолст	0,001	1,300	0,001
Утеплитель экструзионный пенополистирол, $t=150$ мм, $\gamma=0,34$ кН/м ³	0,051	1,300	0,066
Утеплитель экструзионный пенополистирол с уклоном 2,1%, $t=35-60$ мм, $\gamma=0,34$ кН/м ³	0,020	1,300	0,027
Пароизоляция	0,001	1,300	0,001
Штукатурка, $t=10$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,180	1,100	0,198
Итого	0,276	1,267	0,323

Продолжение таблицы 1.4
Постоянная нагрузка от веса перекрытия, покрытия и стен

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчетная, кПа
Наружные стены			
Система вент.фасад	0,500	1,300	0,650
Утеплитель минераловатный марки 75, $t=120$ мм, $\gamma=0.75$ кН/м ³	0,090	1,200	0,108
Кладка из газобетонных блоков, $t=300$ мм, $\gamma=6$ кН/м ³	1,800	1,200	2,160
Штукатурка, $t=20$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,360	1,100	0,396
Итого	2,750	1,200	3,314
Погонная нагрузка на контурные балки типового этажа ($h=3.1$ м), кН/м	8,525	1,200	10,273
Погонная нагрузка на контурные балки первого этажа ($h=4.2$ м), кН/м	11,550	1,200	13,919
Погонная нагрузка на контурные балки покрытия (высота парапета $h=1.1$ м), кН/м	3,025	1,200	3,645

1.6.2 Кратковременная нагрузка, распределённая на перекрытиях (полезная нагрузка)

Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок на перекрытия принимаются по табл. 8.3 СП 20.13330. Для жилых зданий на перекрытия действуют два варианта нагрузки: квартиры жилых зданий (п. 1 табл. 8.3) и вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (п. 12а табл. 8.3). Коэффициент надёжности по нагрузке принимается в соответствии с указаниями п. 8.2.7 в зависимости от величины нормативной нагрузки.

Для учёта неодновременного нагружения всех перекрытий полной полезной нагрузкой при расчёте колонн, стен и фундаментов полные нормативные значения нагрузок на перекрытия допускается снижать умножением на коэффициент, принимаемый по п. 6.8 СП 20.13330. Для нагрузок, принимаемых по пунктам 1 и 12а табл. 8.3, используется коэффициент φ_3 :

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{17}} = 0,546,$$

где $n=17$ — число этажей здания;

В таблице 1.5 приведена полная нагрузка на перекрытия и нагрузка с учётом понижающего коэффициента.

Таблица 1.5
Полезная нагрузка на перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчетная, кПа
Полное значение нагрузки			
Квартиры жилых зданий	1,500	1,300	1,950
Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы	3,000	1,200	3,600
Нагрузка с учетом коэффициента сочетания 0.546			
Квартиры жилых зданий	0,819	1,300	1,065
Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы	1,638	1,200	1,966

Полная нагрузка используется для расчёта балок и плит перекрытия, а с учётом коэффициента сочетания для расчёта колонн, стен и фундаментов. Для расчёта балок перекрытия рассматривается вариант загрузки перекрытия полной полезной нагрузкой. Полная нагрузка прикладывается к перекрытиям первого, девятого и семнадцатого этажей. На остальных этажах прикладывается нагрузка с учётом коэффициента сочетания.

Для учета всех возможных неблагоприятных комбинаций рекомендуется прикладывать полезную нагрузку в трёх вариантах загрузений: распределённой на всей поверхности перекрытия; 1 вариант распределения через шаг балок перекрытия; 2 вариант распределения через шаг балок перекрытия (рис. 1.8).

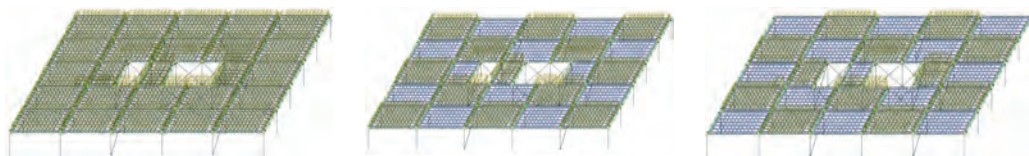


Рис.1.8. Загружения полезной нагрузкой

1.6.3 Снеговая нагрузка

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется в соответствии с п. 10.1 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снег с покрытий зданий, c_t – термический коэффициент, $S_g=1,50$ кПа – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для г. Москва (по табл. К.1 СП 20.13330.2016), μ – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимается по прил. Б СП 20.13330.2016 (для ровного горизонтального участка покрытия коэффициент $\mu=1$).

Распределение снеговой нагрузки на кровле с парапетами определяется по п. Б.13 СП 20.13330 при выполнении условия:

$$h = 1,1 \text{ м} > \frac{S_0}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75$$

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 1,1}{1,5} = 1,47$$

Схема распределения снеговой нагрузки на покрытии возле парапетов приведена на рис. 1.9.

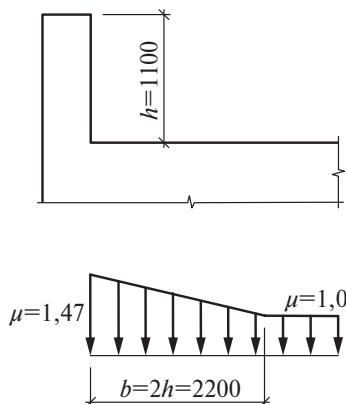


Рис. 1.9. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытии возле парапетов

Распределение снеговой нагрузки на кровле возле надстройки определяется по п. Б.14 СП 20.13330. В расчете учтено наиболее неблагоприятное расположение снеговых мешков. Диагональ помещения надстройки $d = 11,2$ м. Коэффициент μ принимается не менее 1,0 и не более 2,5 при выполнении условия: $10 \text{ м} < d = 11,2 \text{ м} < 15 \text{ м}$. Тогда:

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3}{1,5} = 4 \rightarrow \text{принимаем } \mu = 2,5$$

Расчетное значение снеговой нагрузки определяется:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке.

Сбор снеговой нагрузки для каждой из зон выполнен в таблице 1.6.

Таблица 1.6. Сбор снеговой нагрузки

	c_e	c_t	S_g , кПа	μ	S_0 , кПа	γ_f	S_p , кПа
Зона 1: на ровном участке покрытия	1	1	1,5	1	1,50	1,4	2,10
Зона 2: возле парапетов	1	1	1,5	1,47	2,21	1,4	3,09
Зона 3: возле технической надстройки	1	1	1,5	2,5	3,75	1,4	5,25

Схема распределения снеговой нагрузки на покрытия приведена на рис. 1.10.

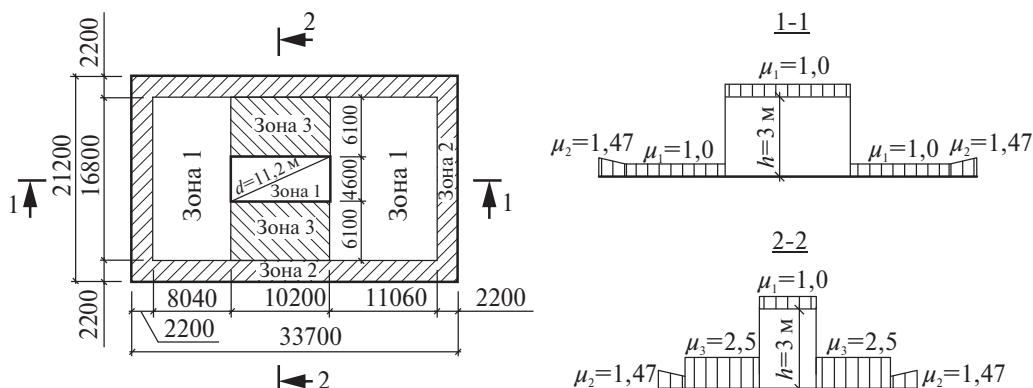


Рис. 1.10. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытия.

1.6.4 Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется в соответствии с п. 11.1.2 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»:

$$w = w_m + w_g,$$

где w_m — нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки, определяется по п. 11.1.3;

w_g — нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки, определяется по п. 11.1.8. В курсовом проекте задается с использованием программного комплекса на основании величины средней составляющей ветровой нагрузки.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$$

где $w_0 = 0,23$ кПа — нормативное значение ветрового давления (I ветровой район); c — аэродинамический коэффициент, определяется по прил. В1.1.2 СП 20.13330; $k(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для эквивалентной высоты z_e , (тип местности В). Определяется интерполяцией по табл. 11.2; z_e — эквивалентная высота, определяется по п. 11.1.5 СП 20.13330 в зависимости от ориентации здания относительно направления ветра.

При проектировании многоэтажного здания прямоугольного в плане рассматривается два направления ветрового воздействия — вдоль цифровых осей и вдоль буквенных (рис. 1.11).

На рис. 1.12 приведены значения эквивалентной высоты z_e в зависимости от направления ветра.

В соответствии с СП 20.13330 необходимо учитывать ветровую нагрузку на наветренную (табл. В.2, участок D) и подветренную (табл. В.2, участок E) стены, а также давление отсоса на боковые стены (табл. В.2, участки А, В, С) и на покрытие (табл. В.3а). В рамках курсового проекта давление

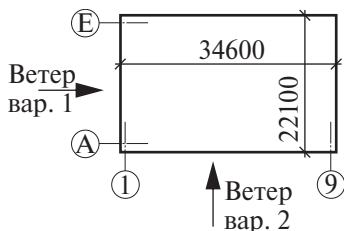


Рис. 1.11. Варианты ветровой нагрузки

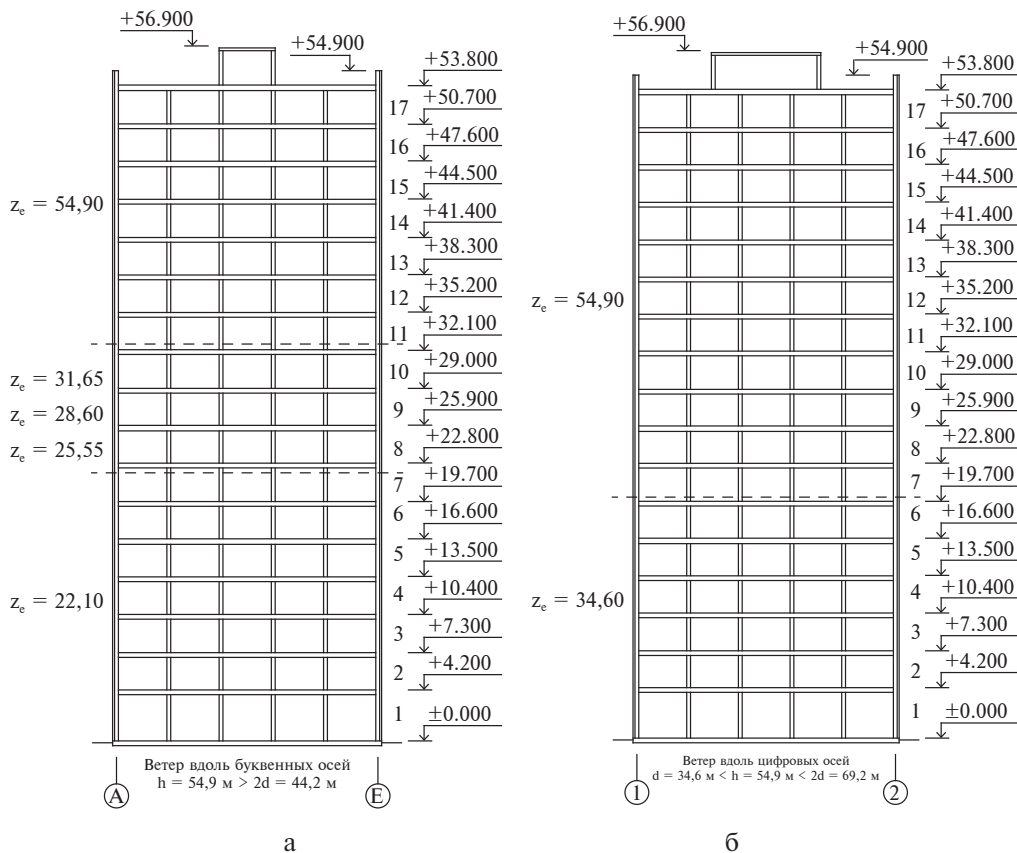


Рис. 1.12. Значения эквивалентной высоты z_e

а — ветер вдоль буквенных осей; б — ветер вдоль цифровых осей

отсоса на боковые стены и покрытие допускается не учитывать, т.к. они взаимно компенсируют друг друга и оказывают незначительное влияние на конструкцию.

Определение средней составляющей ветровой нагрузки для обоих вариантов направления ветра выполнено далее в табличной форме. В табл. 1.7 определена средняя составляющая при ветре вдоль цифровых осей, в табл. 1.8 при ветре вдоль буквенных осей.

Таблица 1.7
Ветровая нагрузка при ветре вдоль цифровых осей

	1 этаж		2–6 этаж		7–16 этаж		17 этаж		тех. помещение	
	наветр.	под-ветр.	наветр.	под-ветр.	наветр.	под-ветр.	наветр.	под-ветр.	наветр.	под-ветр.
Высота здания h , м	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	56,8	56,8
Высота этажа h_0 , м	4,2	4,2	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,00	3,00
Ширина поперек ветра d , м	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6
Высота от поверхности z , м	20,6	20,6	20,6	20,6	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
Эквивалентная высота z_e , м	34,6	34,6	34,6	34,6	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
$k(z_e)$	1,033	1,033	1,033	1,033	1,249	1,249	1,249	1,249	1,268	1,268
Нормативное давление ветра w_0 , кПа	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
Аэродинамический коэф-нт c	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5
Нормативное значение ветра w_m , кПа	0,23	0,12	0,19	0,12	0,23	0,14	0,23	0,14	0,23	0,15
Коэф-нт надежности по нагрузке γ_f	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Расчетное значение ветра w_m^p , кПа	0,32	0,17	0,27	0,17	0,32	0,20	0,32	0,20	0,33	0,20
Нагрузка на контурную балку перекрытия 1 этажа, кН/м	1,17	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку перекрытия с 2 по 16 этажи, кН/м	-	-	0,82	0,52	1,00	0,62	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку покрытия, кН/м	-	-	-	-	-	-	0,85	0,53	-	-
Нагрузка на контурную балку надстройки, кН/м	-	-	-	-	-	-	-	-	0,98	0,61

Таблица 1.8
Ветровая нагрузка при ветре вдоль буквенных осей

	1 этаж		2–7 этаж		8 этаж		9 этаж		10 этаж		11–16 этаж		17 этаж		тех. помещение	
	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.
Высота здания h , м	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	56,8	56,8
Высота этажа h_0 , м	4,2	4,2	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,00	3,00
Ширина поперек ветра d , м	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1
Высота от поверхности z , м	32,1	32,1	32,1	32,1	25,55	25,55	28,6	28,6	31,65	31,65	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
Эквивалентная высота z_e , м	22,1	22,1	22,1	22,1	25,55	25,55	28,6	28,6	31,65	31,65	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
$k(z_e)$	0,876	0,876	0,876	0,876	0,919	0,919	0,958	0,958	0,996	0,996	1,249	1,249	1,249	1,249	1,268	1,268
Нормативное давление ветра w_0 , кПа	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
Аэродинамический коэф-нт c	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5
Нормативное значение ветра w_m , кПа	0,16	0,10	0,16	0,10	0,17	0,11	0,176	0,11	0,18	0,11	0,23	0,14	0,23	0,14	0,23	0,15
Коэф-нт надежности по нагрузке γ_f	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Расчетное значение ветра w_m^p , кПа	0,23	0,14	0,23	0,14	0,24	0,15	0,25	0,15	0,26	0,16	0,32	0,20	0,32	0,20	0,33	0,20
Нагрузка на контурную балку перекрытия 1 этажа, кН/м	0,649	0,405	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку перекрытия с 2 по 16 этажи, кН/м	-	-	0,70	0,44	0,73	0,46	0,77	0,48	0,80	0,50	1,00	0,62	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку покрытия, кН/м	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,85	0,53	-	-
Нагрузка на контурную балку надстройки, кН/м	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,98	0,61

Погонная нагрузка на контурную балку перекрытия 1-го этажа определяется по формуле:

$$q_1 = \frac{w_m^p \cdot (4,2 + 1,55)}{2}$$

Погонная нагрузка на контурную балку перекрытия с 2 по 17 этажи определяется по формуле:

$$q = w_m^p \cdot h_0$$

Погонная нагрузка на контурную балку покрытия определяется по формуле:

$$q_n = w_m^p (0,5h_0 + h_{\text{парапета}})$$

Погонная нагрузка на контурную балку покрытия определяется по формуле:

$$q_{\text{надстройки}} = w_m^p h_{\text{надстройки}}$$

Перемещения и усилия от полной ветровой нагрузки с учётом пульсационной составляющей определяются при проведении численного расчёта с использованием модулей, реализованных в отечественных вычислительных комплексах. Комплексы используют нормативную методику определения пульсационной составляющей и выполняют для этого расчёт колебаний несущего каркаса с учётом динамических масс. Динамическими массами являются все гравитационные нагрузки: постоянная, полезная и снеговая. Используются нормативные значения нагрузок.

1.6.5 Резонансное вихревое возбуждение

В соответствии с п. 11 СП 20.13330 резонансное вихревое возбуждение необходимо учитывать для зданий при $\lambda_b > 20$. При этом λ_b — относительное удлинение элемента или сооружения, определяется по табл. В.10 СП 20.13330.

В соответствии с п. В.1.15 СП 20.13330 определим параметр λ :

$$\lambda = \frac{l}{b} = \frac{56,1}{22,1} = 2,54,$$

где $l=56,1$ м, $b=22,1$ м — максимальный и минимальный размеры сооружения соответственно.

Тогда по табл. В.10:

$$\lambda_b = 2\lambda = 2 \times 2,54 = 5,08 < 20,$$

следовательно расчет на резонансное вихревое возбуждение не требуется.

1.6.6 Пиковая ветровая нагрузка

Пиковая ветровая нагрузка определяется для элементов ограждения и узлов их крепления. В рамках данного пособия расчет элементов ограждения не рассматривается, поэтому учет пиковой ветровой нагрузки не требуется.

1.6.7 Температурная нагрузка

Температурная нагрузка на конструкции в теплое и холодное время года определяется в соответствии с п. 13 СП 20.13330. Для проектируемого отапливаемого здания г. Москве исходными данными для определения расчётной температурной нагрузки являются следующие показатели:

- $t_{ic}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{iw}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – температура внутреннего воздуха помещений в холодное и теплое время года, принимается по ГОСТ 30494-2011;
- $t_{min}=-35\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{max}=32\text{ }^{\circ}\text{C}$ – нормативные значения минимальной и максимальной температуры воздуха надземной части сооружения, принимаются по картам 4 и 5, прил. Е СП 20.13330;
- $t_{min}(h=3,2\text{ м})=3,8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{max}(h=3,2\text{ м})=11,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ – нормативные значения минимальной и максимальной температуры воздуха *подземной* части сооружения, принимаются по прил. Г СП 20.13330 в зависимости от глубины заложения;
- $t_I=-7,8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{VII}=19,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле для *надземной* части здания, принимаются по табл. 5.1 СП 131.13330.
- $t_I=t_{min}(h=3,2\text{ м})=3,8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{VII}=t_{max}(h=3,2\text{ м})=11,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле для *подземной* части здания, принимаются по п. 13.6 СП 20.13330.
- $A_I=5,4\text{ }^{\circ}\text{C}$; $A_{VII}=9,6\text{ }^{\circ}\text{C}$ – средние суточные амплитуды температуры воздуха для наиболее холодного и наиболее теплого месяца, принимаются по табл. 3.1 и 4.1 СП 131.13330.

Температурная нагрузка в теплое время года

В соответствии с п. 13.2 СП 20.13330 нормативное значение изменений температур при замыкании конструкций в теплое время года определяется:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c},$$

где t_w – нормативное значение температуры для теплого времени года, принимается по табл. 13.1 СП 20.13330;

t_{0c} – начальная температура в холодное время года, принимается по п. 13.6 СП 20.13330.

По табл. 13.1 для конструкций, защищенных от воздействия солнечной радиации отапливаемых зданий:

$$t_w = t_{ew},$$

где t_{ew} – средняя суточная температура наружного воздуха в теплое время года, принимается в соответствии с п. 13.4.

$$t_{ew} = t_{max} - 0,5 \cdot A_{VII}$$

По п. 13.6 начальная температура в холодное время года:

$$t_{0c} = 0,2 \cdot t_{VII} + 0,8 \cdot t_I$$

Температурная нагрузка в холодное время года

В соответствии с п. 13.2 СП 20.13330 нормативное значение изменений температур при замыкании конструкций в теплое время года определяется:

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w},$$

где t_c – нормативное значение температуры для холодного времени года, принимается по табл. 13.1 СП 20.13330;

t_{0w} – начальная температура в теплое время года, принимается по п. 13.6 СП 20.13330.

По табл. 13.1 для конструкций, защищенных от воздействия солнечной радиации отапливаемых зданий:

$$t_c = t_{ic}$$

По п. 13.6 начальная температура в теплое время года:

$$t_{0w} = 0,8 \cdot t_{VII} + 0,2 \cdot t_I$$

В соответствии с п. 13.8 СП 20.13330 коэффициент надежности по нагрузке для температурных воздействий принимается $\gamma_f = 1,1$.

Расчётная температурная нагрузка на конструкции здания в теплое и холодное время года определена в табл. 1.9 и 1.10

Таблица 1.9

Температурная нагрузка в теплое время года		
Параметр	Надземная часть	Подземная часть
$t_{max}, ^\circ\text{C}$	32,0	11,2
$A_{VII}, ^\circ\text{C}$	9,6	9,6
$t_{ew}, ^\circ\text{C}$	27,2	6,4
$t_w, ^\circ\text{C}$	27,20	6,40
$t_{vII}, ^\circ\text{C}$	19,1	11,2
$t_p, ^\circ\text{C}$	-7,8	3,8
$t_{0c}, ^\circ\text{C}$	-2,42	5,28
$\Delta t_w, ^\circ\text{C}$	29,62	1,12
γ_f	1,1	1,1
$\Delta t_w^p, ^\circ\text{C}$	32,58	1,23

Таблица 1.10

Температурная нагрузка в холодное время года		
Параметр	Надземная часть	Подземная часть
$t_{ic}, ^\circ\text{C}$	20,0	20
$t_c, ^\circ\text{C}$	20,0	20
$t_{VII}, ^\circ\text{C}$	19,1	11,2
$t_1, ^\circ\text{C}$	-7,8	3,8
$t_{0w}, ^\circ\text{C}$	13,72	9,72
$\Delta t_c, ^\circ\text{C}$	6,28	10,28
γ_f	1,1	1,1
$\Delta t_c^p, ^\circ\text{C}$	6,91	11,31

1.7 РАСЧЕТ КАРКАСА ЗДАНИЯ

1.7.1 Конечно-элементная модель каркаса

Металлические конструкции — колонны, балки и связи моделируются стержневыми элементами. Балки крепятся к колоннам шарнирно. Для учёта эксцентриситета крепления балок, расположенных вдоль цифровых осей, в расчётную модель вводятся стержни большой жёсткости. Для них приняты следующие жесткостные характеристики: продольная жёсткость $EA = 10^6$ кН, жёсткости на изгиб в вертикальной и горизонтальной плоскостях $EI = 10^6$ кН·м². Стержни жёстко крепятся к колоннам и шарнирно к балкам. Длина этих элементов определяется исходя из принятого сечения колонны и балок. На рис. 1.13 приведен узел крепления балок к колонне.

В соответствии с размерами, приведенными на рис. 1.13 длина стержня, моделирующего эксцентриситет опирания балки на колонну, принимается 0,19 м вдоль цифровых осей. Фрагмент конечно-элементной модели в районе примыкания балок к колоннам показан на рис. 1.14.

Сборные плиты перекрытий моделируются пластинчатыми элементами. Принято, что на каждую балку пролётом 4,3 м опирается три плиты шириной 1200 мм. Пролет плит принят равным 6,6 м (по ГОСТ 9561-91) с учетом ширины полки балки. Таким образом, плиты опираются на балки с эксцентриситетом 0,11 м. Плиты укладываются на балки симметрично, стыки плит замоноличиваются после монтажа, вдоль плит у балок по буквенным осям, предусматривается устройство монолитных участков шириной 350 мм. Схема расположения плит в ячейке показана на рис. 1.15.

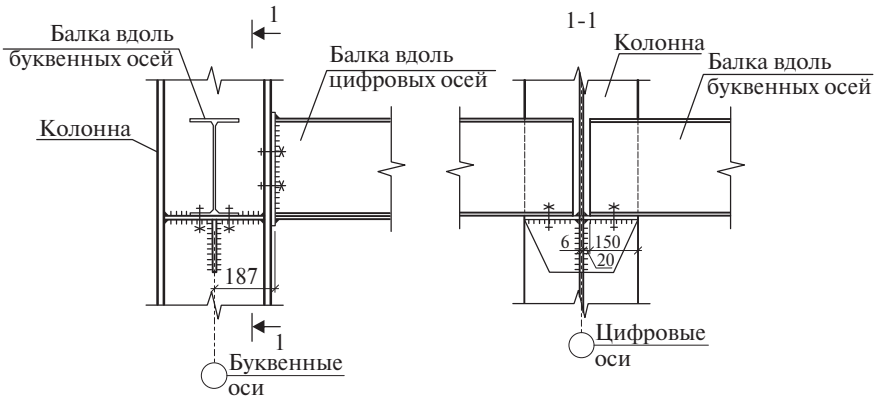


Рис. 1.13. Узел крепления балок к колонне

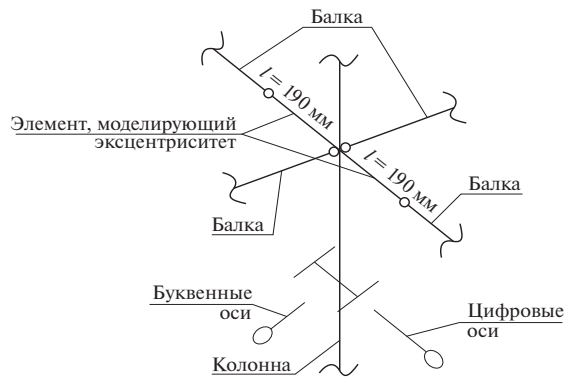


Рис. 1.14. Фрагмент конечно-элементной модели в районе примыкания балок к колоннам

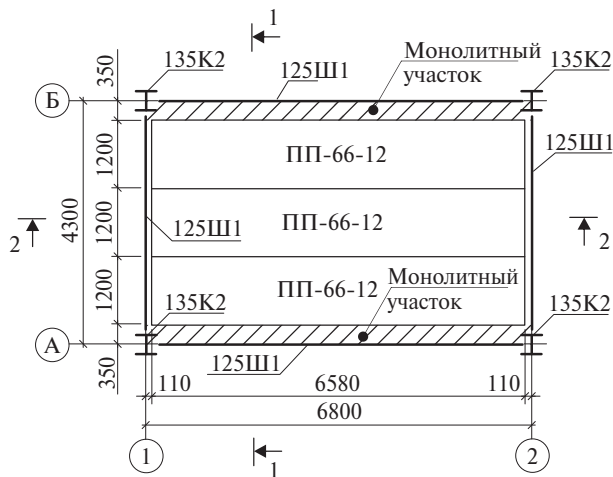
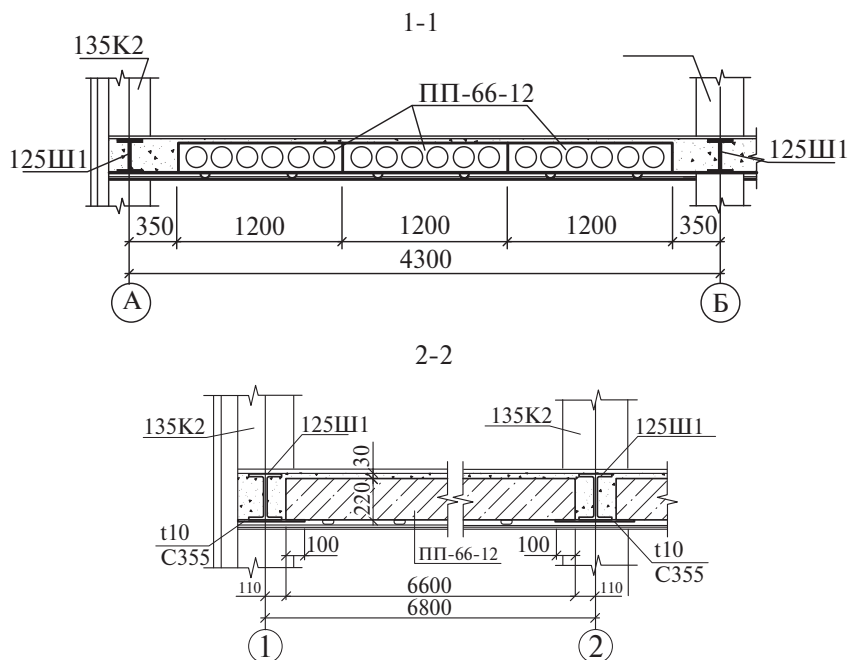


Рис. 1.15. Схема расположения плит



Продолжение рис. 1.15. Схема расположения плит

Особенности взаимодействия сборных плит, монолитных участков и балок учтены заданием групп объединения перемещений (см. раздел «Формирование конечно-элементной модели несущей системы здания»). На рис. 1.16 показаны узлы с объединением перемещений.

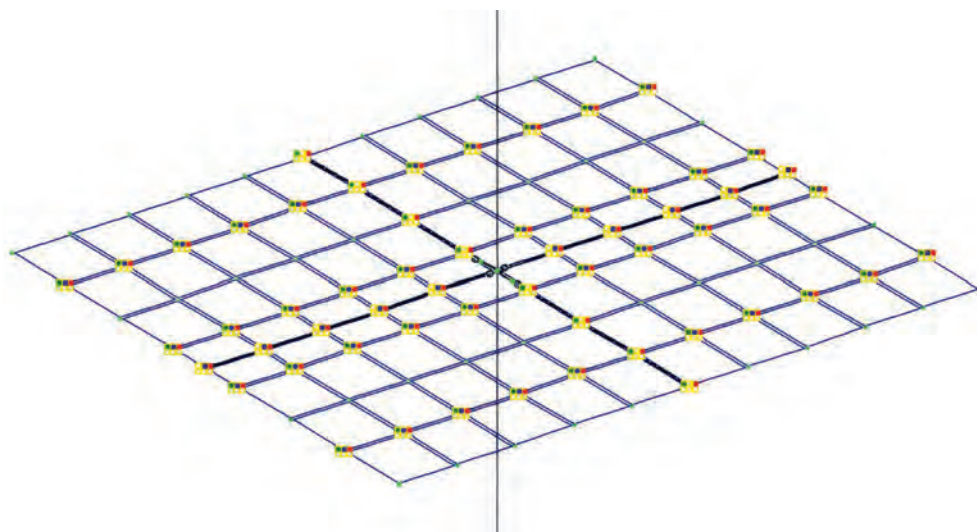


Рис. 1.16. Особенности конечно-элементной модели в месте примыкания плиты к балкам

Жесткость стержневым элементам назначается по результатам предварительного подбора сечений (см. п. 1.5). Для балок, на нижние полки которых, опираются сборные плиты, сечение принимается в виде составного несимметричного двутавра. Высота двутавра, размеры верхней полки и стенки принимаются такими же, как в прокатном двутавре 25Ш1. Геометрические размеры двутавра 25Ш1 с приваренным листом показаны на рис. 1.17. Площадь поперечного сечения $A=97,74 \text{ см}^2$, момент инерции $I=9976,2 \text{ см}^4$.

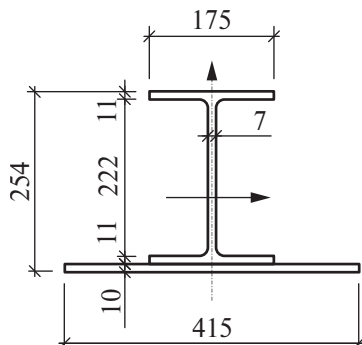


Рис. 1.17. Геометрические размеры сечения балки

Для компоновки сечения в виде несимметричного составного двутавра, эквивалентного прокатному двутавру с приваренным опорным листом, необходимо определить толщину нижней полки.

Суммарная площадь опорного листа и полки двутавра составляет $17,5 \times 1,1 + 41,5 \times 1 = 60,75 \text{ см}^2$. При ширине нижнего листа 41,5 см приведённая толщина нижней полки несимметричного двутавра равна: $60,75/41,5 = 1,46 \text{ см}$. Принимаем толщину нижней полки 15 мм. Тогда площадь поперечного сечения $A=97,46 \text{ см}^2$, момент инерции $I=9834,8 \text{ см}^4$ (геометрические характеристики принятого сечения допустимо определить с помощью конструктора сечений). Отличие геометрических характеристик несимметричного двутавра от прокатного двутавра с приваренной нижней полкой не превышает 1%.

Геометрические размеры принятого двутавра показаны на рис. 1.18.

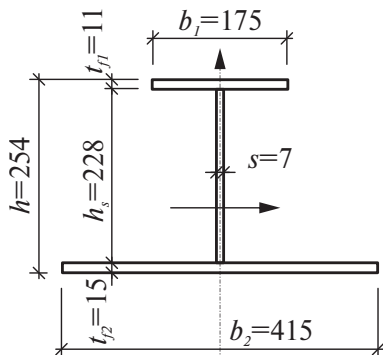


Рис. 1.18. Геометрические размеры несимметричного двутавра

Для пластинчатых элементов марка бетона и толщина принимается в соответствии с данными, приведенными в разделе конструктивных решений (п. 1.3). Модуль упругости бетона определён согласно п. 6.1.15 СП 63.13330.2018 при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$$

где E_b – модуль упругости бетона, кПа;

$\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по п. 6.1.16 СП 63.13330 (в курсовом проекте принимать относительную влажность воздуха 40–75%).

Значения длительного модуля упругости для элементов железобетонных конструкций приведены в табл. 1.11.

Таблица 1.11
Длительный модуль упругости бетона

Вид конструкции	Класс бетона	Модуль упругости E_b , кПа	Коэффициент ползучести, φ_b , ст	Длительный модуль упругости, $E_{b,\tau}$, кПа
Сборные плиты перекрытия, монолитные участки перекрытия	B20	27500000	2,8	7236842
Фундаментная плита и стены подвала	B30	32500000	2,3	9848485

При первой итерации расчетов конструктивным элементам назначаются сечения, полученные в результате предварительного подбора (п. 1.5). Затем сечения элементов уточняются на основании проведенного расчета и анализа коэффициентов использования элементов конструкций. В том числе, рациональным является изменение сечения колонн по высоте здания и уточнение сечения балок, расположенных вдоль буквенных осей.

В табл. 1.12 представлены жесткостные характеристики окончательно принятых сечений с учетом проверок по первому и второму предельным состояниям.

Таблица 1.12
Жесткостные характеристики элементов каркаса

Тип жесткости	Название элемента	Тип сечения
1	Колонны (подвал – 5 эт.)	Двутавр 40К5
2	Балки перекрытия над 1–16 этажами и покрытия вдоль буквенных осей	Двутавр 25Ш1
3	Вертикальные связи	Квадратная труба 180 х 5
4	Плита многопустотная сборная	$E=7.2368e+006$; $V=0.2$; толщина 110 мм, бетон B20

Продолжение таблицы 1.12
Жесткостные характеристики элементов каркаса

Тип жесткости	Название элемента	Тип сечения
5	Вставка (эксцентриситет опирания балки на колонну)	КЭ 10, $EF=1e+006$; $EI_y=1e+008$; $EI_z=1e+008$
6	Плита фундаментная	$E=9.8485e+006$; $V=0.2$; Толщина 600 мм, бетон В30
7	Стена подвала	$E=9.8485e+006$; $V=0.2$; Толщина 400 мм, бетон В30
8	Колонны (6 эт. – 11 эт.)	Двутавр 40К2
9	Колонны (12 эт. – 17 эт.)	Двутавр 35К1
10	Балки вдоль цифровых осей	Двутавр 25Ш1 лист $b=415$ мм, $t=10$ мм
11	Балки вдоль буквенных осей надстройки на покрытии	Двутавр 25Ш1
12	Вертикальные связи в подвале	Квадратная труба 250 x 12
13	Колонны (подвал – 5 эт.), не входящие в связевые блоки по цифровым осям	Двутавр 35К2
14	Колонны (6 эт. – 11 эт.), не входящие в связевые блоки по цифровым осям	Двутавр 30К1
15	Колонны (12 эт. – 17 эт.), не входящие в связевые блоки по цифровым осям	Двутавр 25К1

1.7.2 Задание нагрузок на расчетную модель

На здание действуют нагрузки, определённые в разделе 1.6. Нагрузки прикладываются к зданию в виде отдельных загрузений (табл. 1.13).

Таблица 1.13
Загружения, принятые в расчетной схеме

№	Наименование загрузки	Тип нагрузки
1	Собственный вес МК	Постоянная
2	Собственный вес ЖБК	Постоянная
3	Пол/потолок/перегородки/покрытие	Постоянная
4	Наружные стены	Постоянная
5	Полезная распределённая на всём перекрытии	Кратковременная
6	Полезная – 1 вариант распределения на части перекрытия	Кратковременная
7	Полезная – 2 вариант распределения на части перекрытия	Кратковременная

Продолжение таблицы 1.13
Загрузки, принятые в расчетной схеме

№	Наименование загрузки	Тип нагрузки
8	Снег	Кратковременная
9	Ветер вдоль буквенных осей	Неактивная*
10	Ветер вдоль цифровых осей	Неактивная*
11	Пульсация (ветер вдоль буквенных осей)	Кратковременная
12	Пульсация (ветер вдоль цифровых осей)	Кратковременная
13	Температура лето	Кратковременная
14	Температура зима	Кратковременная

* Ветровые загрузки № 9 и № 10 содержат только среднюю составляющую ветровой нагрузки. Данные загрузки необходимы для задания пульсационной нагрузки с помощью программного комплекса. Суммарные перемещения и усилия от средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки определяются при расчёте на действие загрузок № 11 и № 12.

Загрузка № 1, № 2.

Постоянная нагрузка – вес несущих конструкций

Вес несущих конструкций задаётся средствами вычислительного комплекса при проведении расчёта по сечениям элементов каркаса и удельному весу материала. Выделение веса несущих конструкций в отдельное сооружение обусловлено необходимостью оперативной корректировки после изменения элементов при подборе сечений. Вес несущих конструкций прикладывается к стержневым элементам в виде погонной нагрузки, к плитам в виде нагрузки, распределённой по площади (рис. 1.19).

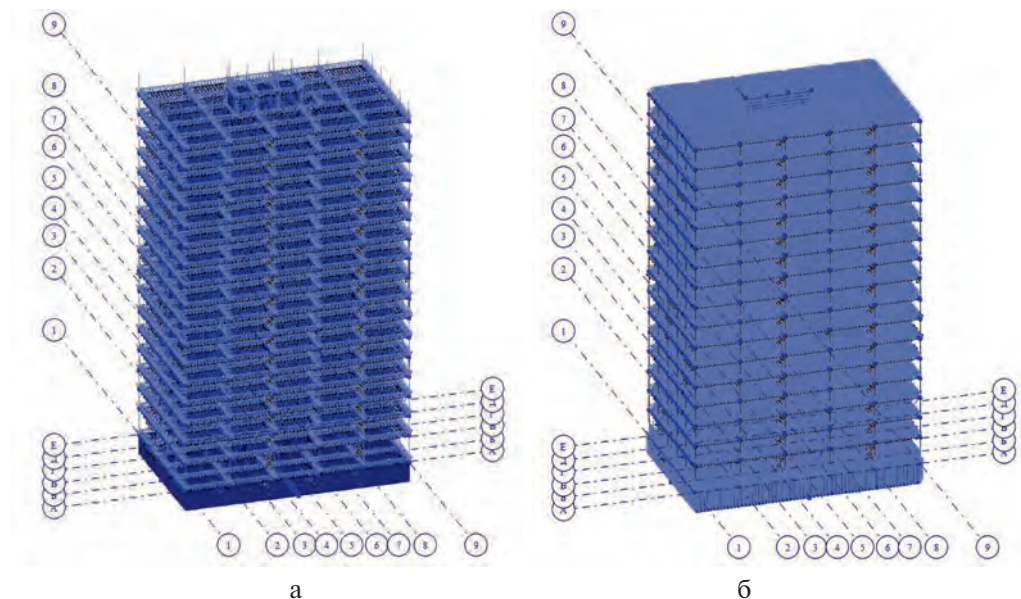


Рис. 1.19. Собственный вес металлических (а) и железобетонных (б) конструкций

Загружение № 3, № 4.

Постоянная нагрузка – вес ограждающих конструкций

Вес отделочных слоёв перекрытия, покрытия и перегородок действует в виде равномерно распределённой нагрузки на плиты перекрытия. Наружные стены возводятся по контурным балкам, поэтому их вес с учётом всех отделочных слоёв прикладывается к контурным балкам перекрытия в виде погонной нагрузки поэтажно (рис. 1.20 и 1.21).

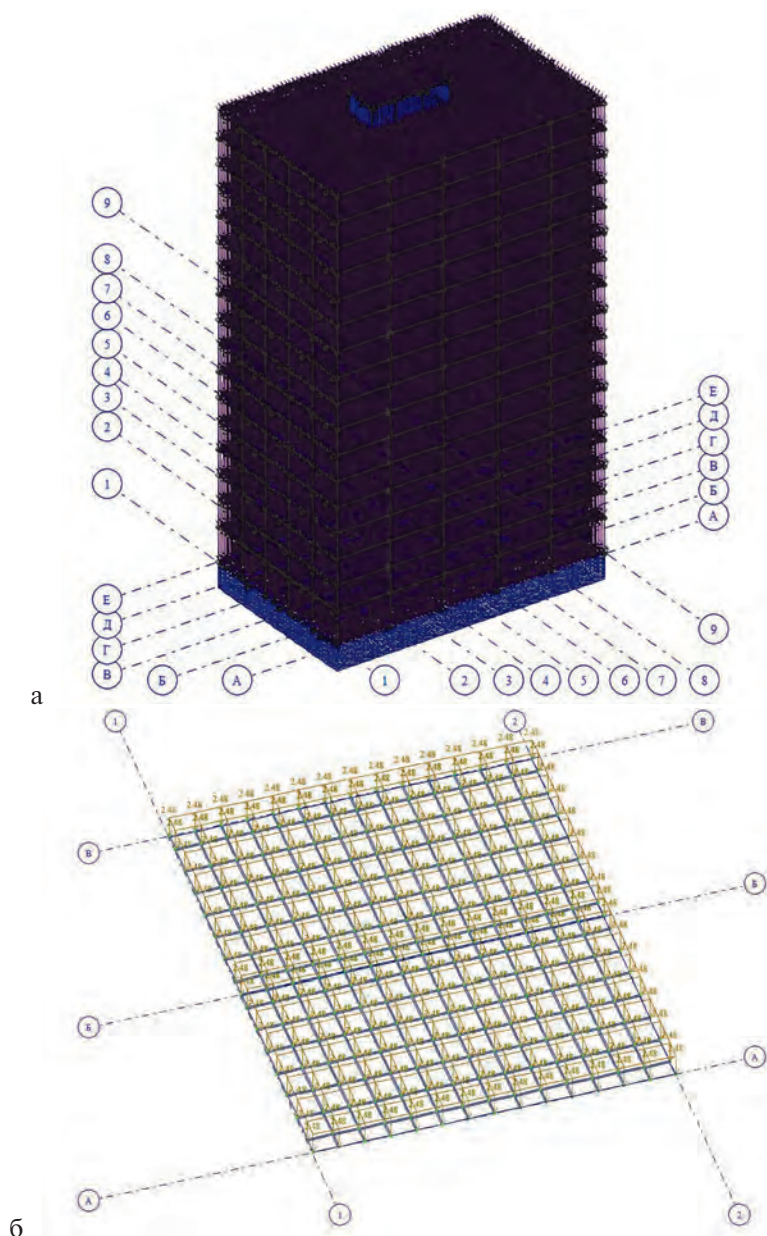


Рис. 1.20. Загружение № 3. Нагрузка на всю расчетную схему (а) и фрагмент перекрытия с равномерно распределенной нагрузкой (б)

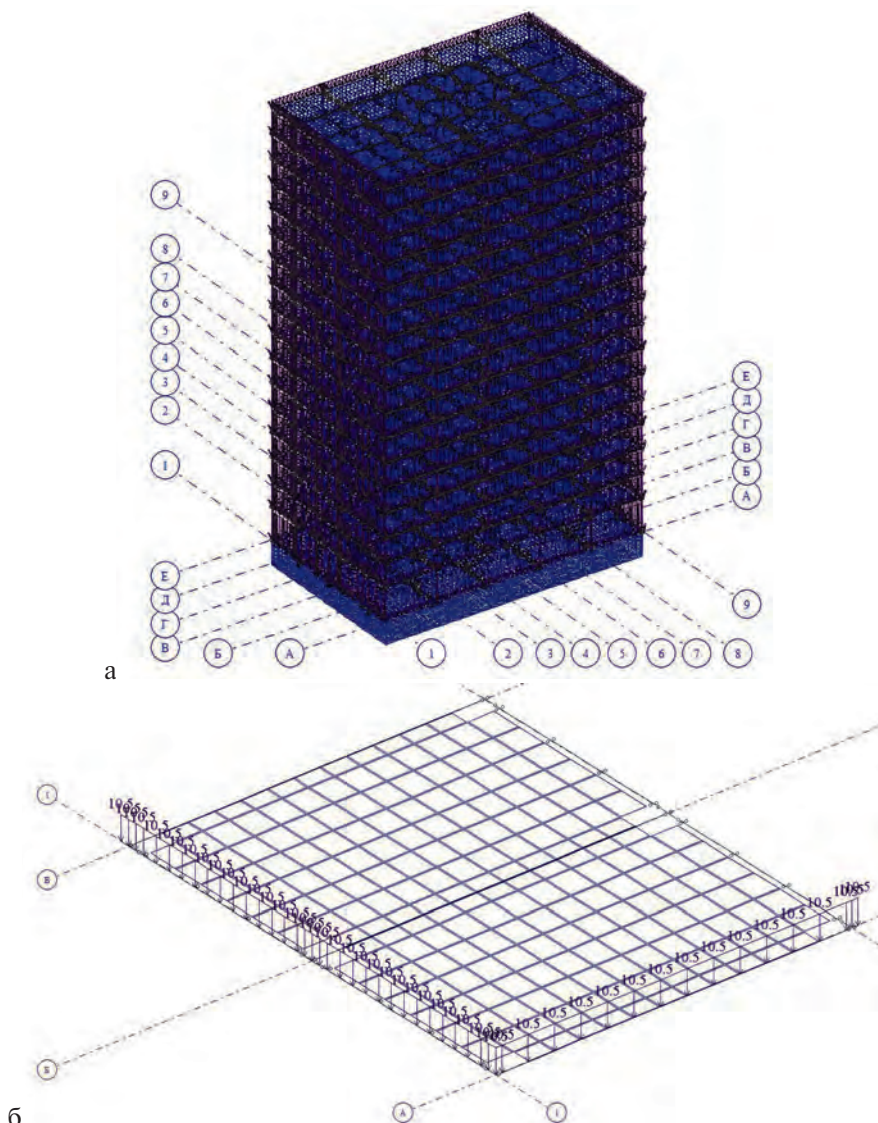


Рис. 1.21. Загружение № 4. Нагрузка на всю расчетную схему (а) и фрагмент перекрытия с нагрузкой на контурные балки типового этажа (б)

Загружение № 5, № 6, № 7.

Кратковременная нагрузка — полезная нагрузка на перекрытиях

Полезная нагрузка задаётся в виде равномерно распределённой по площади плиты перекрытия. На всех этажах прикладывается нагрузка с учётом коэффициента сочетания, учитывающего неодновременное нагружение полной нагрузкой всех этажей. Для определения наиболее неблагоприятных усилий в балках и плитах перекрытий на перекрытия подвала, первого, девятого и семнадцатого этажей прикладывалась полная полезная нагрузка. На рис. 1.22 показаны схемы приложения полезной нагрузки на перекрытия.

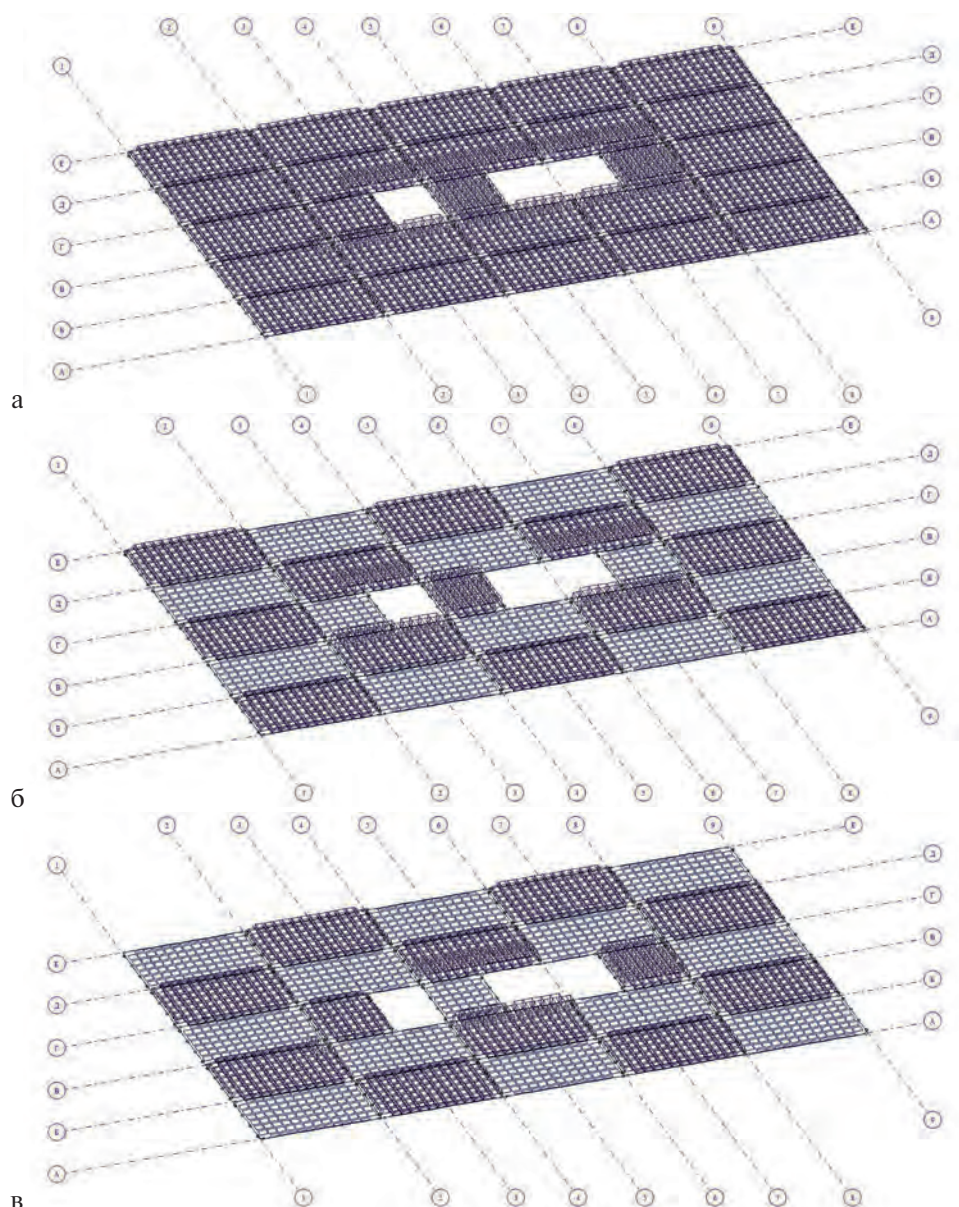


Рис. 1.22. Перекрытие типового этажа с приложенной полезной нагрузкой. а – загрузка № 5, равномерно распределенная нагрузка; б – загрузка № 6, неравномерная нагрузка вариант 1; в – загрузка № 7, неравномерная нагрузка вариант 2.

Загрузка № 8.

Кратковременная нагрузка – снеговая нагрузка на покрытия

Снеговая нагрузка прикладывается к плитам в виде равномерной нагрузки, распределённой по площади (рис. 1.23). Схема распределения снеговой нагрузки по зонам приведена на рис. 1.10.

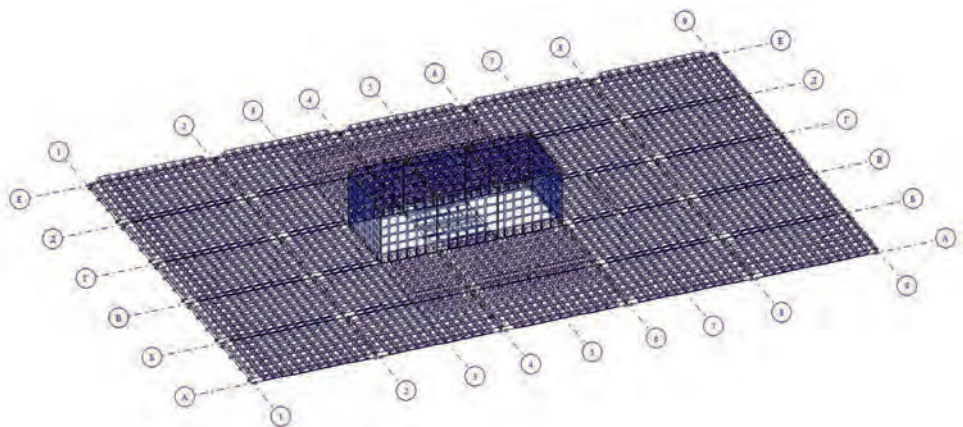


Рис. 1.23. Снеговая нагрузка на покрытие

Загружение № 9, № 10.

Кратковременная нагрузка — средняя составляющая ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка прикладывалась в виде погонной нагрузки к контурным балкам перекрытий со стороны активного давления и отсоса наветренной и подветренной. Величина ветровой нагрузки определена в разделе 1.6.4 и зависит от отметки перекрытия и направления ветра вдоль буквенных или цифровых осей. Загружения 9 и 10 используются, как рабочие для определения перемещений и усилий с учётом пульсационной составляющей (рис. 1.24).

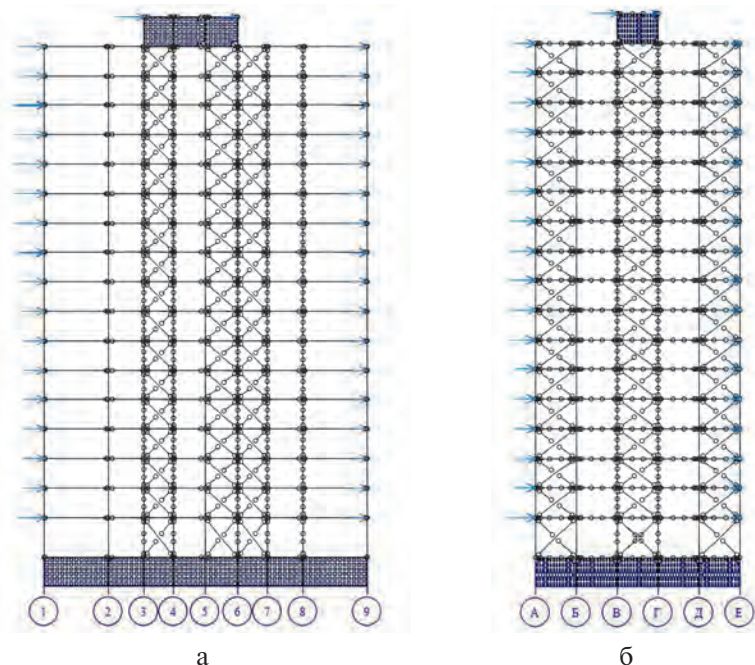


Рис. 1.24. Средняя составляющая ветровой нагрузки при ветре вдоль буквенных осей (а) и при ветре вдоль цифровых осей (б)

Загружение № 11, № 12.

Ветровая нагрузка с учётом пульсационной составляющей

Ветровая нагрузка с учётом пульсационной составляющей определяется вычислительным комплексом. Для этого задаётся ветровой район и выполняется динамический расчёт. При проведении динамического расчёта определяются формы и частоты колебаний. Для этого необходимо задать массы, распределённые по зданию. Упругие свойства системы определяются расчётной схемой и жесткостными параметрами элементов каркаса. Массы сооружения, используемые при расчёте, определяются из загружений, нагрузки в которых возникают от силы тяжести. К таким загружениям относятся загрузки 1–5, 8. При проведении динамических расчётов используются нормативные значения нагрузок. Для перехода от расчётных значений к нормативным значениям используются переводные коэффициенты, обратные к усреднённым значениям коэффициентов надёжности по нагрузке, равные:

- Загружение № 1: $k=1/1,05=0,95$;
- Загружение № 2: $k=1/1,1=0,91$;
- Загружение № 3: $k=1/1,236=0,81$;
- Загружение № 4: $k=1/1,250=0,80$;
- Загружение № 5: $k=1/1,250=0,80$;
- Загружение № 8: $k=1/1,4=0,71$.

Расчёт по этим загружениям позволяет получить перемещения и усилия с учётом средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки. При проведении расчётов следует учитывать, что загрузки 11 и 12 одновременно действовать не могут.

Загружение № 13, № 14.

Кратковременная нагрузка — температурная нагрузка

Температурная нагрузка задаётся в виде перепада температуры по сечению элемента. Кроме перепада температур задаётся коэффициент линейного расширения, равный для стальных конструкций 0,000012, для железобетонных конструкций 0,00001. При формировании расчётных сочетаний нагрузок следует учитывать, что температурная нагрузка в тёплый период года не может действовать одновременно со снеговой нагрузкой из-за отсутствия снега летом. Температурная нагрузка показана на рис. 1.25 и 1.26.

1.7.3 Определение усилий и перемещений

Расчёт каркаса выполнен с применением вычислительного комплекса Лира-САП Р. При проведении расчёта для каждого загружения определяются перемещения узлов и усилия в элементах несущей системы. В приложении 2 для справки представлены перемещения и усилия для двух загружений — собственного веса и ветра вдоль цифровых осей.

Для расчёта несущей способности рекомендуется использовать встроенные в вычислительные комплексы модули по формированию расчётных сочетаний усилий и проверки несущей способности стальных элементов конструкции.

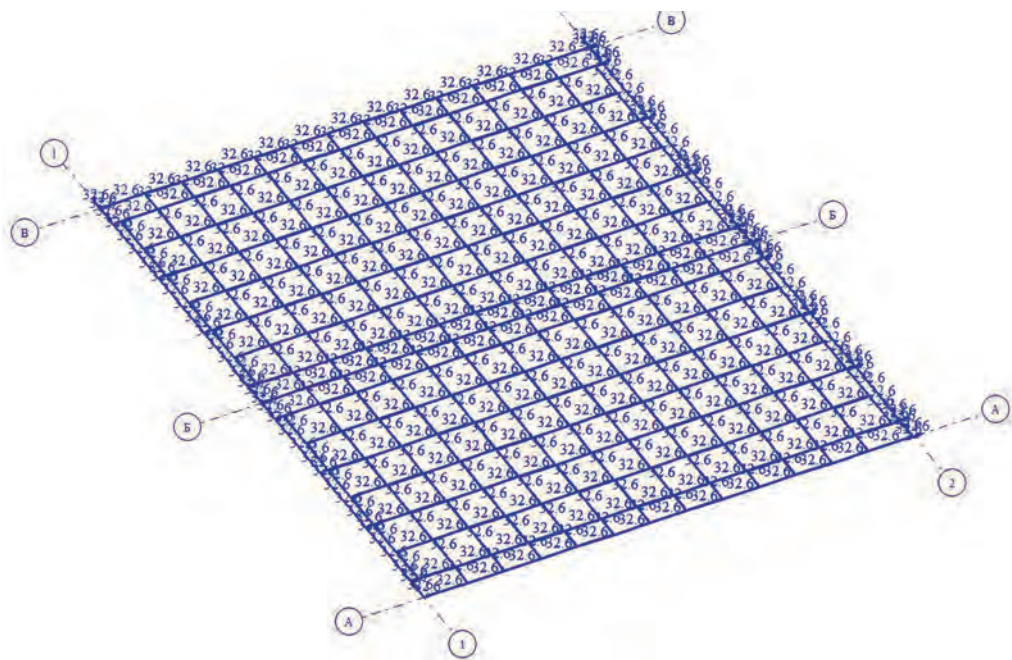


Рис. 1.25. Фрагмент перекрытия типового этажа с температурной нагрузкой в теплое время года.

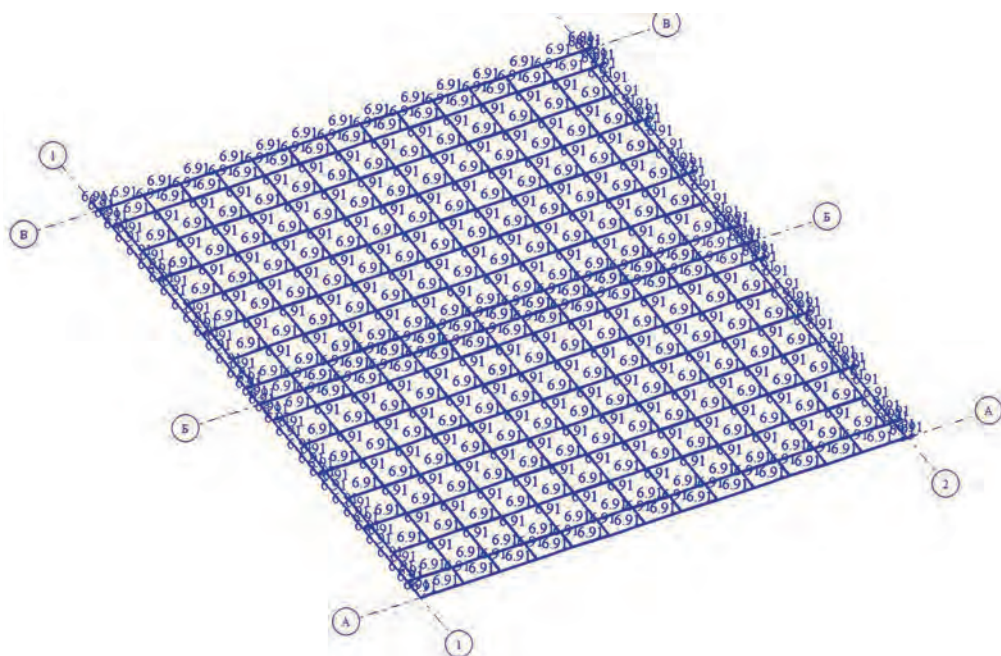


Рис. 1.26. Фрагмент перекрытия типового этажа с температурной нагрузкой в холодное время года.

С использованием возможностей комплексов следует полностью подобрать сечения элементов, при которых конструкция полностью отвечает требованиям методики предельных состояний.

При автоматизированном формировании сочетаний усилий используются особенности каждого из загрузжений. Необходимо указать вид нагрузки (постоянная, длительная, кратковременная и т.д.), средний коэффициент надёжности по нагрузке, является ли нагрузка знакопеременной (такой является ветровая нагрузка), может ли рассматриваемая нагрузка действовать совместно с другим нагрузкам (например зимняя температурная нагрузка действует только вместе со снеговой), входят ли нагрузки в группы взаимоисключающих воздействий (снеговая нагрузка не действует одновременно с летней температурой, ветер вдоль цифровых осей не действует при ветре вдоль буквенных осей и т.д.). В табл. 1.14 представлены признаки загрузжений для автоматизированного формирования расчётных сочетаний усилий.

Таблица 1.14
Признаки загрузжений для автоматизированного формирования расчётных сочетаний усилий

№	Наименование загрузжения	Коэф-нт надёжности, γ_f	Знакопеременная нагрузка	Сопутствующие нагрузки	Группы взаимоисключающих нагрузок
1	Собственный вес МК	1,05	нет	-	-
2	Собственный вес ЖБ	1,1	нет	-	-
3	Пол/потолок/перегородки/покрытие	1,2	нет	-	-
4	Наружные стены	1,2	нет	-	-
5	Полезная равномерная	1,3	нет	-	1
6	Полезная неравномерная, вар. 1	1,3	нет	-	1
7	Полезная неравномерная, вар. 2	1,3	нет	-	1
8	Снег	1,4	нет	14	-
9	Ветер вдоль буквенных осей	-	-	-	-
10	Ветер вдоль цифровых осей	-	-	-	-
11	Пульсация (ветер вдоль буквенных осей)	1,4	да	-	2
12	Пульсация (ветер вдоль цифровых осей)	1,4	да	-	2
13	Температура лето	1,1	нет	-	3
14	Температура зима	1,1	-	8	3

Представленные в таблице признаки загружений учитываются при расчёте с учётом особенностей используемого вычислительного комплекса. В комплексах Лира, SCAD на экран выводится таблица, позволяющая ввести указанные признаки загружений для формирования сочетаний.

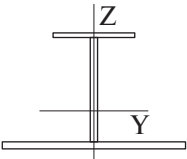
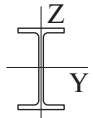
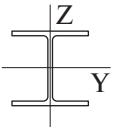
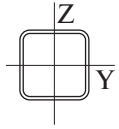
Для автоматизированной проверки сечений на формируемые сочетания усилий задаются расчётное сопротивление стали, коэффициент условия работы, тип конструкции (балка, колонна и т.п.), расчётные длины.

При определении расчётных длин колонн учтено наличие жёсткого диска перекрытий и развитой системы вертикальных связей. С учётом этого расчётная длина колонн и вдоль буквенных, и вдоль цифровых осей равна высоте этажа. Балки в плоскости перекрытий закреплены на всём протяжении сборными плитами перекрытий, поэтому в горизонтальной плоскости расчётная длина балок равна нулю. В вертикальной плоскости расчётная длина балок равна их пролёту. Расчётная длина элементов связей равна их геометрической длине между узлами связей и равна в плоскости связей половине длины элемента связи, из плоскости связей длине элемента связей.

В табл. 1.15 представлены параметры, используемые для расчёта элементов каркаса.

Таблица 1.15

Параметры, используемые для расчёта элементов первого варианта каркаса

Элемент каркаса	Эскиз сечения	Тип конструкции	Марка стали	Кэф. условия работы, γ_c	Расчётная длина, м	
					l_{efy}	l_{efz}
Балки по цифровым осям		Балка	С355	1	4,3	0
Балки по буквенным осям		Балка		1	6,8	0
Колонны		Колонна (подвал)		1	3,0	3,0
		Колонна (1 эт.)		1	4,2	4,2
		Колонна (2–17 эт.)		1	3,1	3,1
Связи		Стержень фермы (1 эт.)		1	6,01	3,005
		Стержень фермы (2–17 эт.)		1	5,3	2,65

1.8 РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

На рис. 1.27 показаны результаты проверки несущей способности стальных элементов.

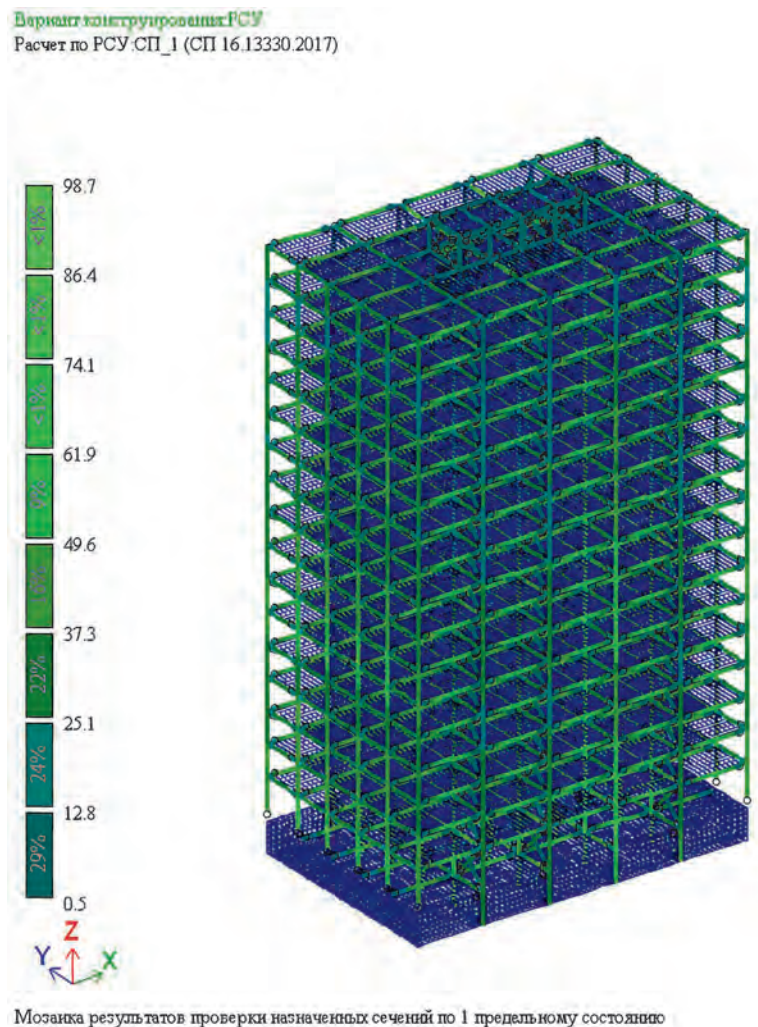


Рис. 1.27. Результаты проверки несущей способности каркаса

На основании проведённых расчётов прочность и устойчивость всех элементов каркаса обеспечена. Максимальное значение коэффициента использования составляет 99%.

Расчетные сочетания усилий для наиболее напряженных элементов каркаса приведены в табл. 1.16. Для каждого конструктивного элемента следует выбрать несколько наиболее неблагоприятных сочетаний усилий. Для колонн и балок выбираются:

— наибольшая сжимающая сила N_{max} и соответствующий ей изгибающий момент $M_{соотв}$;

– наибольший (по абсолютной величине) изгибающий момент M_{max} и соответствующая ему продольная сила $N_{соотв}$;

– наибольшая поперечная сила $Q_{z, max}$ и $Q_{y, max}$ на опоре.

Для вертикальных связей наибольшая сжимающая сила N_{max} .

Максимальные усилия для каждой выбранной комбинации выделены в табл. 1.16 жирным шрифтом.

Таблица 1.16
Расчётные сочетания усилий в элементах каркаса

Элемент	N , кН	M_y , кН·м	Q_z , кН	M_z , кН·м	Q_y , кН	Загружения
Колонны подвал – 5 эт.	-5611,6	-482,4	164,6	-42,40	23,3	1 2 3 4 5 8–12 14
	-5622,8	-453,6	152,6	-52,27	28,3	1 2 3 4 5–12 13
Колонны 6 эт. – 11 эт.	-2685,0	9,39	-1,84	-0,49	0,07	1 2 3 4 5 8 12 14
	-1496,4	-6,85	-1,84	-0,50	0,07	1 2 3 4 5 6 8–12 14
Колонны 12 эт. – 17 эт.	-1146,3	7,95	5,95	0,02	-0,04	1 2 3 4 5 8–12 14
	-920,7	9,01	5,42	-0,09	-0,05	1 2 3 4 5 12 14
Колонны (подвал – 5 эт.), не входящие в связевые блоки по цифровым осям	-3311,0	-230,3	75,6	-17,94	-12,4	1 2 3 4 5 8 12 14
	-2770,7	-146,1	51,16	0,62	-8,86	1 2 3 4–11 14
Колонны (6 эт. – 11 эт.), не входящие в связевые блоки по цифровым осям	-2287,8	2,14	-0,86	-0,16	-0,03	1 2 3 4 5 8 12 14
	-1902,6	2,88	-1,08	-0,14	-0,03	1 2 3 4 8 12 14
Колонны (12 эт. – 17 эт.), не входящие в связевые блоки по цифровым осям	-1145,5	-1,02	-0,87	-0,01	-0,01	1 2 3 4 5 8 12 14
	-877,6	-0,88	-0,60	-0,07	0,002	1 2 3 4 –11 14
Вертикальные связи в подвале	-592,7	2,96	0,99	-0,52	-0,31	1 2 3 4 12
Вертикальные связи	-769,4	3,4	0,99	-1,62	0,58	1 2 3 4 5 8 12 14
Балки вдоль цифровых осей	-90,75	87,05	0,79	0,11	0,29	1 2 3 4 5 8 14
	-37,13	-	25,13	-	271,1	1 2 3 4 13
	-33,98	-	65,75	-	251,9	1 2 3 4 6 8 11 14
Балки вдоль буквенных осей	478,7	-	40,1	-	10,9	1 2 3 4 5 8 12 14
	-42,5	-	94,2	-	-0,7	1 2 3 4 6 8–11 13
	-30,3	128,8	3,5	-	-	1 2 3 4 5–12 13

При оценке жёсткости определяются максимальные перемещения балок и верха здания от действия сочетаний нормативных нагрузок, представленных в табл. 1.17.

Таблица 1.17
Сочетания нагрузок для проверки жёсткости каркаса

Номер загрузки	Коэффициенты сочетания				
	1	2	3	4	5
1	$1/1,05=0,95$	0,95	0,95	0,95	0,95
2	$1/1,1=0,91$	0,91	0,91	0,91	0,91
3	$1/1,24=0,81$	0,81	0,81	0,81	0,81
4	$1/1,25=0,80$	0,80	0,80	0,80	0,80
5	$1/1,3=0,77$	-	-	0,77	0,77
6	-	0,77	-	-	-
7	-	-	0,77	-	-
8	$1/1,4=0,71$	0,71	0,71	-	-
11	-	-	-	$1/1,4=0,71$	-
12	-	-	-	-	$1/1,4=0,71$

Сочетания 1, 2, 3 используются для проверки прогибов балок, сочетания 4 и 5 для проверки горизонтальных перемещений верха здания.

Перемещения каркаса сравниваются с допустимыми (табл. Д.1 и Д.3 СП 20.13330). Допустимые перемещения составляют:

- для балок пролётом 4,3 м: $1/172$ или 25 мм;
- для балок пролётом 6,8 м: $1/203$ или 33,5 мм;
- для горизонтальных перемещений верха здания при высоте здания от фундамента до покрытия надстройки 59,9 м: $1/500$ или 120 мм.

В табл. 1.18 представлены результаты проверки жёсткости конструктивного решения каркаса.

Таблица 1.18
Проверка жёсткости

Элемент	Перемещение, мм	Относительный прогиб	Предельный относительный прогиб
Балки по цифровым осям, пролёт 4,3 м	3,9	$1/1102$	$1/172$
Балки по буквенным осям, пролёт 6,8 м	30,0	$1/227$	$1/203$
Верх здания отметка 56,9 м, вдоль буквенных осей	97,2	$1/585$	$1/500$
Верх здания отметка 56,9 м, вдоль цифровых осей	118	$1/508$	$1/500$

Анализ результатов показал, что прогибы балок и горизонтальные перемещения верха здания не превышают предельно допустимых.

Оценка динамической комфортности для жилых зданий в соответствии с п. В.3а СП 20.13330 проверяется сравнением ускорений колебаний перекрытия верхнего этажа:

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

где v – перемещение от пульсационной нагрузки с коэффициентом 0,7, $f_1=0.1822$ Гц первая частота собственных колебаний (см. табл. 1.19).

Таблица 1.19
Частоты собственных колебаний каркаса

№ формы	Круговая частота, Рад/с.	Частота, Гц.	Периоды, сек
1	1,1441	0,1822	5,4893
2	1,2738	0,2028	4,9302
3	2,8529	0,4543	2,2013
4	6,0135	0,9576	1,0443
5	6,9049	1,0995	0,9095
6	7,4482	1,1860	0,8432
7	10,1906	1,6227	0,6163
8	10,3446	1,6472	0,6071
9	10,7826	1,7170	0,5824
10	10,8981	1,7354	0,5762

Суммарные нормативные перемещения верха здания от средней и пульсационной составляющей ветра максимальны при действии ветра вдоль цифровых осей и составляют 121 мм. Нормативные перемещения верха здания от средней составляющей ветровой нагрузки равны $89,1/1,4=63,6$ мм. Тогда расчётное значение перемещения от 0,7 доли нормативной пульсационной составляющей ветровой нагрузки равно:

$$v=0,7 \times (118-63,6)=38,1 \text{ мм}$$

Величина ускорения перекрытия верхнего этажа составляет:

$$38,1 \times (2 \times 3,14 \times 0,1822)^2 = 49,9 \text{ мм/сек}^2.$$

Ускорение меньше предельно допустимого значения 80 мм/сек^2 , установленного в соответствии с п. Д.2.2 СП 20.13330. Таким образом, комфортность пребывания людей в здании обеспечена.

Кроме проверки перемещений необходимо оценить предельные прогибы исходя из физиологических требований в соответствии с п. Д.2.2 СП 20.13330. Проверка состоит в соблюдении условия: $f \leq f_u$.

Прогиб конструкции f определяется от нормативной распределённой нагрузки:

$$q_n = \varphi_1 p + p_1 + q$$

φ_1 – коэффициент, определяемый по п. 6.7а СП 20.13330. В запас несущей способности принимается $\varphi_1=1$.

$p=0,25$ кПа (для жилых помещений) и $p=0,5$ кПа (для вестибюлей и фойе) – нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимается по табл. Д.2.

$p_{1, \text{комн}}=1,5 \times 0,35=0,525$ кПа – пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытие в жилых помещениях (табл. 8.3, п. 1 с понижающим коэффициентом, равным 0,35).

$p_{1, \text{корид}}=3,0 \times 0,35=1,05$ кПа – пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытие в жилых помещениях (табл. 8.3, п. 12а с понижающим коэффициентом, равным 0,35).

$q = 4.11$ кПа – нормативное значение нагрузки от веса перекрытия.

Суммарная нагрузка, от которой следует определять прогибы перекрытия при оценке зыбкости составляет:

– для жилых помещений:

$$q_n = \varphi_1 p + p_1 + q = 1 \times 0,25 + 0,525 + 4,11 = 4,89 \text{ кПа.}$$

Для определения прогибов от этой нагрузки можно использовать результаты расчёта конечно-элементной модели на действие нагрузки от веса сборных плит 3,605 кПа. От этой нагрузки максимальные прогибы балок, расположенным по цифровым осям составляют 7,4 мм, для балок, расположенным по буквенным осям 19,2 мм. Тогда перемещения от нагрузки q_n составят:

– для балок, расположенным по цифровым осям:

$$7,4 \times 4,89 / 3,605 = 10,04 \text{ мм.}$$

– для балок, расположенным по буквенным осям:

$$19,2 \times 4,89 / 3,605 = 26,04 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб равен:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30 \cdot n^2 (bp + p_1 + q)}$$

где $g=9,81$ м/с² – ускорение свободного падения.

$n=1,5$ Гц – частота приложения нагрузки при ходьбе человека.

b – коэффициент, принимаемый по табл. Д.2.

$$b = 125 \cdot \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a \cdot l}}$$

$Q=0,8$ кН – вес одного человека.

$\alpha=1,0$ – коэффициент для элементов, рассчитываемых по балочной схеме.

$a=6,8$ м – шаг балок.

$l=4,3$ м – расчетный пролет элемента конструкции.

Для определения прогиба исходя из физиологических требований формируется отдельное нагружение в расчетной схеме. Результаты расчета и оценка прогибов по физиологическим требованиям представлены в табл. 1.20.

Таблица 1.20
Оценка прогибов перекрытий исходя из физиологических требований

Наименование параметра	Жилые помещения	Вестибюли, фойе
Нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания p , кПа	0,250	0,500
Пониженное нормативное значение нагрузки p_l	0,525	1,050
Нормативное значение нагрузки от веса перекрытия и опирающихся на него конструкций q , кПа	4,114	4,114
Частота приложения нагрузки n , Гц	1,5	1,5
Вес человека, кН	0,8	0,8
Коэффициент a	1,0	1,0
Шаг балок a , м	6,8	6,8
Пролётбалок L , м	4,3	4,3
Коэффициент b	41,352	29,240
Предельный прогиб	47,4	41,6
Прогиб от нагрузки q_n , мм	10,0	26,0

На основании проведённых расчётов прогибы перекрытия не превышают предельно допустимых, установленных из физиологических требований.

1.9 РАСЧЕТ УЗЛОВ

Для расчёта узлов каркаса используются расчётные сочетания усилий в элементах каркаса в узлах. Используются наиболее неблагоприятные усилия, определённые с учётом, в том числе расчёта на прогрессирующее обрушение. Наиболее неблагоприятные усилия в элементах каркаса с учётом всех расчётных ситуаций представлены в табл. 1.16.

1.9.1 Расчет базы колонны

В проектируемом многоэтажном здании колонны выполнены из прокатных двутавров. Крепление колонн к фундаментной плите жёсткое, к торцевым стенам (оси 1 и 9) шарнирное. В рамках курсового проекта рассчитывается

наиболее нагруженная колонна подвала, жёстко прикреплённая к фундаменту. Узел крепления этой колонны показан на рис. 1.28.

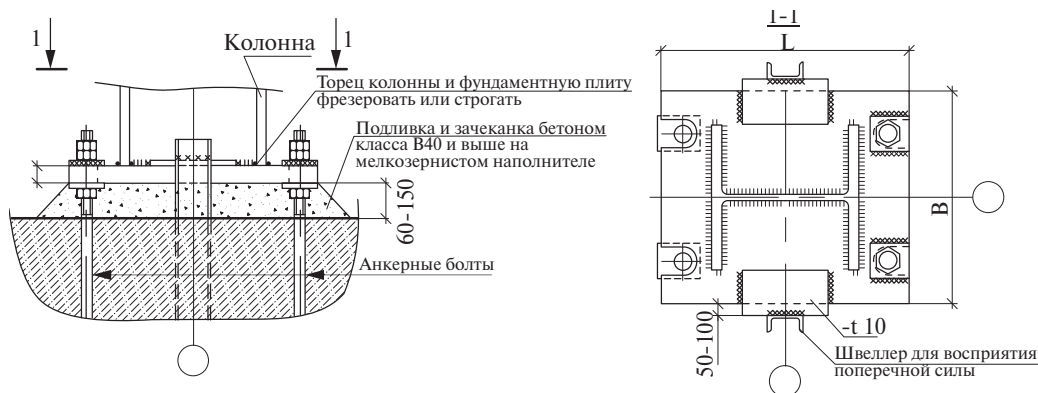


Рис. 1.28. Жёсткий узел крепления колонны к фундаменту

В многоэтажных зданиях изгибающие моменты в узле примыкания колонны к фундаменту относительно невелики, поэтому в анкерных болтах растяжение не возникает и их диаметр можно назначить конструктивно в пределах 20–36 мм. Для компенсации неточности установки анкерных болтов отверстия в опорной плите предусматривают больше диаметра болта. При использовании болтов диаметром 24 мм, примем диаметр отверстия (d) 30 мм. Тогда с учётом ограничений на расстояние от центра отверстия до края плиты $1.5d$ или 45 мм назовём величину свесов фундаментной плиты 150 мм. Для колонны из двутавра 40К5 (высота сечения 429 мм, ширина 400 мм) размеры плиты составят:

- длина плиты $L=429+300=729$ мм;
- ширина плиты $B=400+300=700$ мм.

Окончательно размеры плиты в плане 740x700 мм.

По результатам расчёта в ПК Лира определены расчетные усилия в колоннах в местах опирания на фундамент (табл. 1.16). В жёстких узлах крепления колонны к фундаменту кроме продольной силы действуют изгибающие моменты в двух плоскостях и поперечные силы.

После определения размеров плиты проверим прочность бетона фундамента и необходимость расчёта болтов на растяжение. Расчётное сопротивление на сжатие бетона В40 (бетон фундамента) составляет 22 МПа.

Расчёт фундаментной плиты выполняется в следующей последовательности:

1. Из конструктивных соображений задаются размеры фундаментной плиты: длина L и ширина B .

2. Определяются геометрические характеристики фундаментной плиты: площадь: $A = LB$; момент сопротивления относительно оси Y : $W_y = \frac{BL^2}{6}$; момент сопротивления относительно оси Z : $W_z = \frac{LB^2}{6}$;

3. Определяются напряжения под фундаментной плитой

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_z}{W_z};$$

где σ_{\max} и σ_{\min} — соответственно максимальные и минимальные по абсолютной величине сжимающие напряжения. Максимальные сжимающие напряжения сравниваются с расчётным сопротивлением бетона на смятие, который определяется по СП63.

4. Максимальные сжимающие напряжения под фундаментной плитой сравниваются с прочностью бетона на смятие.

5. Если под фундаментной плитой возникают растягивающие напряжения необходим расчёт анкерных болтов.

В табл. 1.21 выполнена проверка прочности бетона под фундаментной плитой колонны.

Таблица 1.21
Расчет базы колонны

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
Длина плиты, см	74	74
Ширина плиты, см	70	70
Расстояние от оси болта до ближнего края плиты по оси Y, см	5	5
Расстояние от оси болта до ближнего края плиты по оси Z, см	5	5
A , см ²	5180	5180
W_y , см ³	63887	63887
W_z , см ³	60433	60433
N , кН	5611,6	5622,8
M_y , кН м	482,4	453,6
M_z , кН м	42,2	52,3
Эксцентриситет относительно оси Y e_y , см	8,60	8,07
Эксцентриситет относительно оси Z e_z , см	0,75	0,93
max напряжения в бетоне, МПа	19,082	18,820
min напряжения в бетоне, МПа	2,584	2,889
Длина сжатой зоны, см	-	-

На основании проведённого расчёта прочность бетона под опорной плитой обеспечена (максимальные сжимающие напряжения не превышают расчётного сопротивления бетона В40 на смятие). Отрыва плиты от фундамента не происходит, поэтому анкерные болты ставятся конструктивно.

Сварные швы, крепящие колонну к фундаментной плите, рассчитывают на продольное усилие и изгибающие моменты, действующие в опорном сечении. Расчёт сварных швов выполняется в следующей последовательности:

1. Определяются напряжения в нижнем сечении колонны:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_z}{W_z},$$

где A — площадь сечения колонны, W_y и W_z — моменты сопротивления сечения колонны относительно осей Y и Z .

2. Если напряжения по всему сечению сжимающие, то определяется усилие в полке колонны и на 15% от этого усилия рассчитываются угловые швы по полке.

$$N_f = 0.15 A_f \sigma_{\max}$$

3. Если напряжения на части сечения растягивающие, то определяется растягивающее усилие в полке колонны и на него производится расчёт угловых швов на полке колонны

$$N_f = A_f \sigma_{\min}$$

В табл. 1.22 выполнен расчёт сварных швов, крепящих колонну к фундаментной плите. Расчёт выполняется по металлу шва, как более опасному сечению.

Таблица 1.22
Расчет сварных швов базы колонны

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
N , кН	5611,6	5622,8
M_y , кН м	482,4	453,6
M_z , кН м	42,2	52,3
Площадь сечения A , см ²	370,49	370,49
Момент сопротивления W_y , см ³	5608,00	5608,00
Момент сопротивления W_z , см ³	1895,74	1895,74
Площадь сечения полки A_f , см ²	148,00	148,00
Ширина полки b_f , см	40,00	40,00
max напряжения в колонне, кН/см ²	25,974	26,024
min напряжения в колонне, кН/см ²	4,318	4,329
Усилие в полке колонны N_f , кН	576,63	577,73
Расчётное сопротивление металла шва (электрод Э50), кН/см ²	21,50	21,50
Катет шва, см	0,96	0,96

С учётом проведённого расчёта колонна приваривается к фундаментной плите угловыми сварными швами с катетом 10 мм.

Наличие значительных поперечных сил в опорном сечении колонн требует устройства анкерных упоров для восприятия поперечных сил. Анкерные упоры базы обычно выполняются из прокатных швеллеров. После установки колонны в проектное положение к фундаментной плите и швеллеру приваривается монтажная накладка. Монтажная накладка устанавливается или сверху (более простой монтаж), или снизу (уменьшается эксцентриситет и изгибающие моменты в упорах) Расчёт анкерных упоров выполняется в следующей последовательности:

1. Задаются профилем упора. Обычно в качестве упора выбирается швеллер, расположенный так, чтобы стенка была параллельна оси, вдоль которой действует максимальная поперечная сила.

2. С учётом эксцентриситета крепления низа колонны относительно верха фундамента определяются изгибающие моменты в упорах:

$$M_y = Q_z e \quad M_z = Q_y e,$$

где Q_y и Q_z — поперечные силы вдоль соответствующих осей, M_y и M_z — изгибающие моменты относительно соответствующих осей, e — эксцентриситет приложения поперечных сил относительно верха фундамента

3. Определяются касательные напряжения в стенке и полках и проверяется прочность упора на срез.

$$\tau_w = \frac{Q_z}{nA_w} \leq R_s \gamma_c \quad \tau_f = \frac{Q_y}{nA_f} \leq R_s \gamma_c,$$

где A_w и A_f — площади стенки и полка соответственно для одного анкерного упора, n — число анкерных упоров, $R_s \gamma_c$ — произведение расчётного сопротивления на срез и коэффициента условия работы.

4. Определяются максимальные нормальные напряжения, и проверяется прочность анкерного упора на изгиб: $\sigma = \frac{M_y}{nW_y} + \frac{M_z}{nW_z} \leq R_y \gamma_c$,

где W_y и W_z — моменты сопротивления относительно осей Y и Z, R_y — расчётное сопротивление по пределу текучести.

5. Определяются нормальные напряжения в стенке и полках.

$$\sigma_w = \frac{0.5 M_y h_w}{nI_y} \quad \sigma_f = \frac{M_z}{nW_z},$$

где h_w — высота стенки, I_y — момент инерции относительно оси Y, W_z — момент сопротивления относительно оси Z.

6. Определяются приведённые напряжения и проверяется прочность анкерного упора на совместное действие нормальных и касательных напряжений в стенке и полках.

$$\sigma_{np,w} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq R_y \gamma_c \quad \sigma_{np,f} = \sqrt{\sigma_f^2 + 3\tau_f^2} \leq R_y \gamma_c$$

где $\sigma_{np,w}$ и $\sigma_{np,f}$ — приведённые напряжения в стенке и полке соответственно.

7. Задаются катетом шва и проверяют прочность сварных швов, крепящих монтажную накладку к анкерному упору

$$- \text{ по металлу шва } \frac{\sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1$$

$$- \text{ по металлу границы сплавления } \frac{\sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1,$$

где β_f и β_z – коэффициенты по табл. 39 СП16, k_f – катет шва, R_{wf} и R_{wz} – расчётные сопротивления металла шва и металла границы сплавления соответственно.

В курсовом проекте анкерные упоры выполняются из прокатного швеллера 14 П. Величина зазора между фундаментом и фундаментной плитой принята 70 мм. В связи с тем, что:

$$\beta_f R_{wf} = 0,7 \times 21,5 = 15,1 \text{ кН/см}^2 < \beta_z R_{wz} = 1 \times 0,45 \times 46 = 20,7 \text{ кН/см}^2$$

расчёт выполняется по металлу шва. Расчёт анкерных упоров выполнен в табл. 1.23.

Таблица 1.23
Расчет анкерных упоров

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
Q_y , кН	164,6	152,6
Q_z , кН	23,3	28,3
Эксцентриситет e , см	15,5	15,5
M_y , кН см	2551,3	2365,3
M_z , кН см	361,15	438,65
Число упоров	2	2
Момент сопротивления W_y , см ³	70,40	70,40
Момент сопротивления W_z , см ³	12,90	12,90
Момент инерции I_y , см ⁴	493	493
Высота профиля h , см	14	14
Ширина полки b_f , см	5,8	5,8
Толщина полки t_w , см	0,81	0,81
Площадь сечения полок A_f , см ²	9,40	9,40
Высота стенки h_w , см	12,38	12,38
Толщина стенки t_w , см	0,49	0,49
Площадь сечения стенки A_w , см ²	6,07	6,07
Касательные напряжения в стенке, кН/см ²	6,65	6,16

Продолжение таблицы 1.23
Расчет анкерных упоров

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
Касательные напряжения в полках, кН/см ²	1,24	1,51
Суммарные нормальные напряжения в упоре, кН/см ²	32,12	33,80
Нормальные напряжения в стенке, кН/см ²	16,02	14,85
Нормальные напряжения в полке, кН/см ²	14,00	17,00
Приведённые напряжения в стенке, кН/см ²	19,73	18,29
Приведённые напряжения в полке, кН/см ²	14,16	17,20
Расчётное сопротивление металла шва (электрод Э50), кН/см ²	21,50	21,50
Требуемый катет шва, см	0,42	0,40

На основании проведённого расчёта прочность анкерного упора обеспечена (нормальные и приведённые напряжения меньше расчётного сопротивления по пределу текучести 34,5 кН/см², касательные напряжения меньше расчётного сопротивления на срез, равного $0,58 \times 34,5 = 20,0$ кН/см²). Катет сварного шва принимается равным 10 мм по конструктивным соображениям, что превышает расчётный катет шва.

Для определения толщины опорной плиты используем следующую методику.

1. Определяем диаметры условных окружностей эквивалентных по площади прямоугольникам, ограниченным габаритами сечения колонны и плиты:

$$a = \sqrt{\frac{4LB}{\pi}}; \quad b = \sqrt{\frac{4hb}{\pi}};$$

2. Определяются коэффициенты k_r и k_τ интерполяцией в зависимости от отношения $\beta = b/a$

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

3. Определяется условная продольная сила, действующая на опорную плиту:

$$N = \sigma LB,$$

где σ — максимальные напряжения в бетоне (табл. 1.21)

4. Определяются изгибающие моменты в опорной плите:

— радиальные $M_r = k_r N$

— тангенциальные $M_\tau = k_\tau N$

5. Определяются нормальные напряжения в опорной плите:

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

6. Касательные напряжения в опорной плите:

$$\tau = \frac{N}{\pi b t}$$

7. Проверка прочности опорной плиты

$$\frac{0,87}{R_c \gamma_c} \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r \sigma_\tau + 3\tau^2} \leq 1$$

Проверка прочности опорной плиты толщиной 85 мм из стали С355 выполнена в таблице 1.24.

Таблица 1.24
Расчет опорной плиты

Максимальные напряжения в бетоне, кН/см ²	1,908
Высота колонны, см	43,8
Ширина колонны, см	37,0
Длина плиты, см	74
Ширина плиты, см	70
Толщина плиты, см	8,5
Расчётное сопротивление, кН/см ²	30
Диаметр a , см	81,2
Диаметр b , см	45,4
Отношение b/a	0,56
Коэффициент k_r	0,0253
Коэффициент k_z	0,0444
Сила N , кН	9883,44
Радиальный момент, кН см	250,32
Тангенциальный момент, кН см	438,52
Радиальные напряжения, кН/см ²	20,79
Тангенциальные напряжения, кН/см ²	36,42
Касательные напряжения, кН/см ²	8,15
Коэффициент использования	1,00

Коэффициент использования меньше единицы, прочность опорной плиты обеспечена.

1.9.2 Расчет монтажного стыка колонны

В курсовом проекте выполняется расчёт одного из монтажных узлов соединения отправочных элементов колонны. На рис. 1.29 показан фланцевый монтажный узел в месте соединения нижней части колонны из двутавра 40К5 со средней частью колонны из двутавра 40К2 и распределение усилий и напряжений в этом узле.

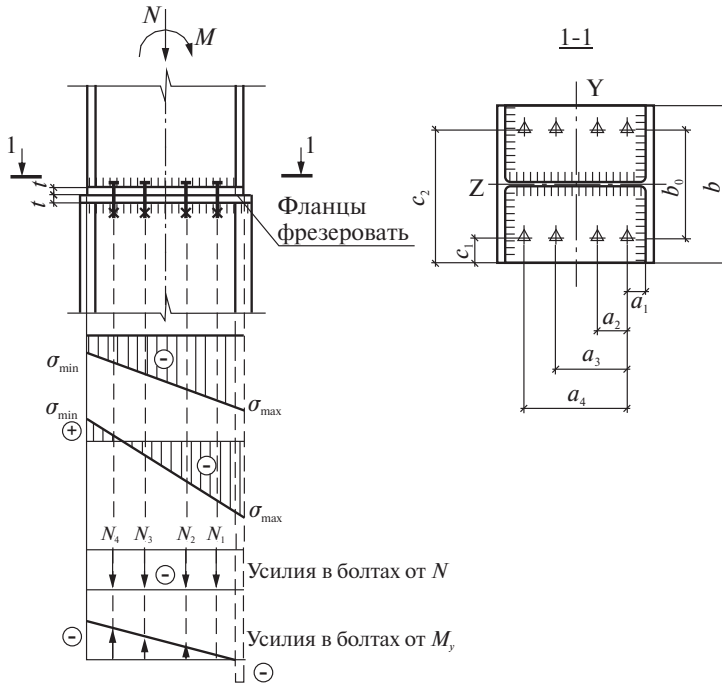


Рис. 1.29. Монтажный узел колонн

Для рассматриваемого монтажного узла расчётные усилия, действующие в монтажном узле, представлены в табл. 1.16. Расчётные усилия для средней части колонны действуют как раз в месте сопряжения с нижней частью колонны и составляют:

$$N = -2685,0 \text{ кН}; M_y = 9,39 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_z = 0,49 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N = -1496,4 \text{ кН}; M_y = 6,85 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_z = 0,50 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечные силы в соединении не превышают 2 кН и при проведении расчёта не учитываются.

Последовательность расчёта фланцевого монтажного узла следующая.

1. Определяются нормальные напряжения:

– в наиболее сжатом волокне сечения:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

– в наиболее растянутом волокне сечения:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_z}{W_z}$$

2. Если всё сечение сжато, то болты, соединяющие отпавочные элементы ставятся конструктивно.

3. Если часть сечения растянута выполняется расчёт болтов. Для этого можно использовать принцип суперпозиции и рассмотреть каждое из силовых воздействий по отдельности, а затем суммировать их и получить усилия в наиболее нагруженных болтах:

$$N_{\max} = \frac{M_y a_{\max}}{m \sum a_i^2} + \frac{M_z c_{\max}}{k \sum c_i^2} - \frac{N}{n},$$

где a_i и c_i – расстояния от точки поворота сечения до болтов по оси Z и Y соответственно, m и k – число болтов в ряду параллельном оси Y и оси Z соответственно, n – число болтов в узле.

Расчёт фланцевого монтажного узла выполнен в табл. 1.25.

Таблица 1.25
Расчет фланцевого монтажного узла

Продольная сила N , кН	2685,00	1496,00
Изгибающий момент M_y , кН м	9,39	0,07
Изгибающий момент M_z , кН м	0,49	0,50
Число болтов в узле n	74	74
Площадь сечения A , см ²	218,69	218,69
Момент сопротивления W_y , см ³	3331,10	3331,10
Момент сопротивления W_z , см ³	1120,63	1120,63
Максимальные сжимающие напряжения, кН/см ²	12,603	6,887
Минимальные сжимающие напряжения, кН/см ²	11,952	6,794

На основании проведённого расчёта можно сделать вывод о том, что в монтажном стыке колонн нижнего и среднего яруса не возникают растягивающие напряжения. Таким образом, болты в соединении устанавливаются конструктивно. Принимаем 8 болтов класса 8.8 диаметром 16 мм.

1.9.3 Расчет узла крепления балки с колонной

Балки с колоннами в связевом каркасе крепятся шарнирно. Рассмотрим конструкцию и расчёт крепления балок к колоннам. На рис. 1.30 показан узел крепления балок к колоннам.

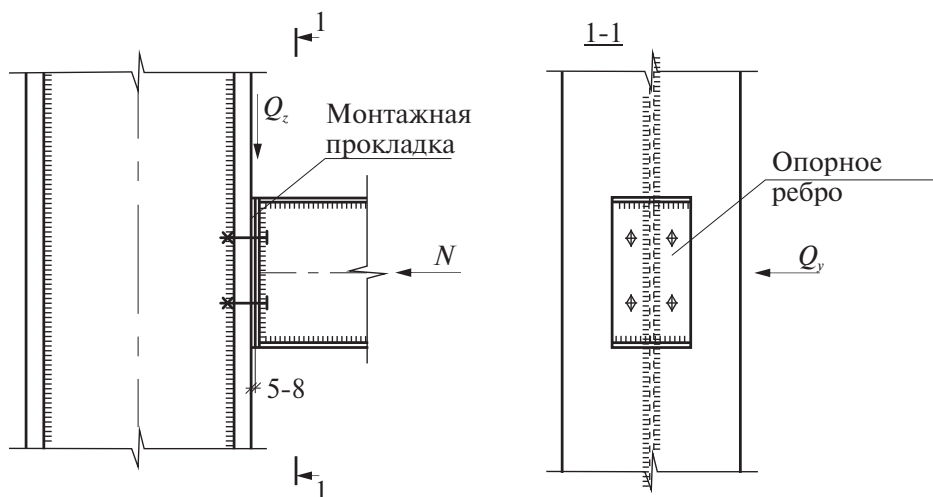


Рис. 1.30. Узел крепления балок к колоннам

Расчёт указанного на рис. 1.34 узла выполняется в следующей последовательности:

1. Назначаются толщина опорного ребра, болты, диаметр отверстий и их расположение. Толщина опорного ребра назначается в пределах 10–20 мм и не больше толщины полки колонны.

2. Определяется несущая способность болта:

– на срез $N_{bs} = AR_{bs}\gamma_c\gamma_b n$

– смятие $N_{bp} = R_{bp} d \sum t \gamma_c \gamma_b$.

Минимальное из этих двух значений $N_{b,min}$ в дальнейшем используется для проверки несущей способности на срез.

3. При действии в узле растягивающих продольных усилий определяется несущая способность болта на растяжение $N_{bt} = R_{bt} A_n \gamma_c$

4. При действии в узле поперечных сил в направлении одной оси (Q_y или Q_z) расчёт болтов на сдвиг ведётся по величине этой силы. При действии поперечных сил по двум осям определяется равнодействующая: $Q = \sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}$. На действие этой силы выполняется расчёт болтов.

5. Проверяется несущая способность на сдвиг и растяжение.

В качестве примера выполним расчёт узла крепления балок, расположенных по цифровым осям, к колоннам. Расчёт выполняется на ранее определённые расчётные усилия (табл. 1.16). В табл. 1.26 выполнен расчёт узла крепления балки к колонне.

Таблица 1.26
Расчет узла соединения балки с колонной

Продольная сила N , кН	-37,13	-33,98
Поперечная сила Q_y , кН	25,13	65,75
Поперечная сила Q_z , кН	271,10	251,90
Равнодействующая поперечная сила Q , кН	272,26	260,34
Класс болтов	8,8	8,8
Диаметр болта, см	2,0	2,0
Площадь сечения A_b , см ²	3,14	3,14
Число болтов в узле n	4	4
Толщина опорного ребра t , см	1,20	1,20
Расчётное сопротивление болта на срез R_{bs} , кН/см ²	33,2	33,2
Расчётное сопротивление на смятие R_{bp} , кН/см ²	62,0	62,0
Коэффициент условия работы болта	0,9	0,9
Число плоскостей трения n	1	1
Несущая способность болта на срез, кН	93,82	93,82
Несущая способность соединения на смятие, кН	133,92	133,92
Минимальная несущая способность болта, кН	93,82	93,82

На основании проведённого расчёта прочность болтового соединения обеспечена.

1.10 РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Требуемый предел огнестойкости строительных конструкций определяется по табл. 21 ФЗ № 123 в зависимости от степени огнестойкости здания. Для проектируемого здания принята I степень огнестойкости. Тогда для несущих элементов требуемый предел огнестойкости составляет R120. Для расчета огнестойкости стальных конструкций необходимо определить приведенную толщину металла:

$$\delta_{np} = \frac{A}{P}$$

где A – площадь поперечного сечения элемента конструкции, см²;
 P – периметр обогреваемой поверхности, см.

В проектируемом здании принято, что колонны и вертикальные связи подвергаются огневому воздействию по всему периметру, а балки только по нижней полке. В табл. 1.27 приведены поперечные сечения основных конструктивных элементов (колонн, балок, вертикальных связей) и значение приведенной толщины металла для каждого из элементов.

Табл. 1.27
 Приведенная толщина металла

Элемент	Сечение	Эскиз	Площадь поперечного сечения A , см ²	Периметр обогреваемой поверхности P , см	Приведенная толщина металла δ , см
Колонны (подвал – 5 эт.)	I 40K5		370,49	236,0	1,57
Колонны (6 эт. – 11 эт.)	I 35K2		173,87	207,6	0,84
Колонны (12 эт. – 17 эт.)	I 25K1		79,72	147,2	0,54
Балки вдоль буквенных осей	I 25Ш1		163,42	17,5	9,34
Балки вдоль цифровых осей	I 25Ш1 с приваренным к нижней полке листом		56,24+41,5= =97,74	41,5	2,36
Вертикальные связи	тр.180x8		52,84	72	0,73

На рис. 1.31 показана номограмма прогрева незащищенных стальных конструкций при критической температуре 500 °С, приведенная в [12].

По номограмме интерполяцией определяем фактический предел огнестойкости для рассматриваемых конструкций:

- Колонны (подвал – 5 эт.) – 19,33 мин;
- Колонны (6 эт. – 11 эт.) – 12,9 мин;
- Колонны (12 эт. – 17 эт.) – 9,9 мин;
- Балки вдоль буквенных осей – 21 мин (принято для $\delta=20$ мм);
- Балки вдоль цифровых осей – 21 мин (принято для $\delta=20$ мм);
- Вертикальные связи – 11,8 мин.

При фактическом пределе огнестойкости меньше требуемого (90 мин) требуется огнезащита. В [12] приведены графики для подбора требуемой толщины огнезащитного покрытия для разных типов материалов. Для балок и колонн принимаем конструктивную огнезащиту из огнестойких гипсокартонных листов (ГКЛО). Для них по графику, приведенному в [12, рис. 12] определяем требуемую толщину листов. Для рассматриваемых конструкций принимаем:

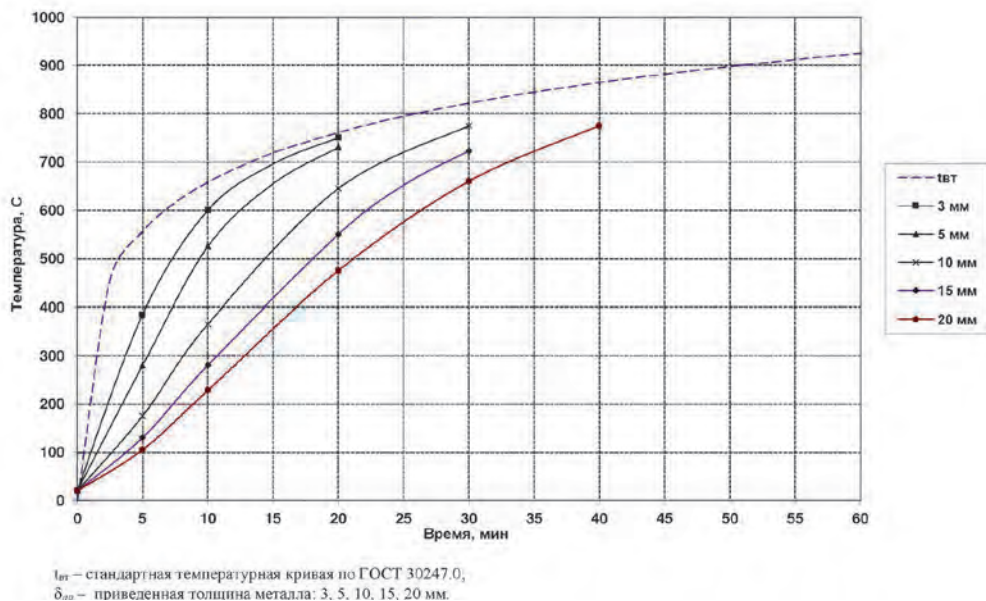


Рис. 1.31 Номограмма прогрева незащищенных стальных конструкций при критической температуре 500 °C

- Колонны (подвал — 5 эт.) — лист толщиной 15 мм;
- Колонны (6 эт. — 11 эт.) — лист толщиной 25 мм;
- Колонны (12 эт. — 17 эт.) — лист толщиной 35 мм;
- Балки вдоль буквенных осей — лист толщиной 15 мм;
- Балки вдоль цифровых осей — лист толщиной 15 мм.

Для вертикальных связей, расположенных внутри кладки из газобетонных блоков, принимаем покрытие с огнезащитной облицовкой из цементно-песчаной штукатурки. Для него по графику, приведенному в [12, рис. 16] определяем требуемую толщину штукатурного состава. Для вертикальных связей интерполяцией принимаем:

- Вертикальные связи — 20 мм.

1.11 РАСЧЕТ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ

В соответствии с приложением Б ГОСТ 27751-2014 жилые здания высотой более 5 этажей относятся к зданиям с массовым нахождением людей, в связи с чем рекомендуется выполнять расчет на устойчивость здания к прогрессирующему обрушению. Расчет выполняется в соответствии с СП 385.1325800 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения».

Расчет выполнен на сочетание нагрузок, включающее постоянные и длительные временные нагрузки, с учетом изменения расчетной схемы здания и сооружения в результате локального разрушения (п. 6.1 СП 385.1325800.2018). Коэффициенты надежности по нагрузке приняты равными 1,0 (п. 6.2 СП 385.1325800.2018). Коэффициенты сочетаний нагрузок приняты равными 1,0.

При расчетах зданий и сооружений на особые воздействия расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимают равными их нормативным значениям согласно п. 5.1 СП 385.1325800.2018.

Коэффициент условий работы особого предельного состояния для сталей с физическим пределом текучести принят равным 1,1 (п. 5.3 СП 385.1325800.2018).

В расчетной схеме заданы расчетные нагрузки с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f таким образом, коэффициенты k для перехода к нормативным значениям нагрузок и учета длительной части кратковременных нагрузок определены по формуле:

$$k = \text{доля длительности} \cdot \frac{1}{\gamma_f}$$

Доля длительности соответствует пониженным значениям нормативных нагрузок, приведенным в СП 20.13330 в зависимости от типа нагрузки. Для кратковременной нагрузки от веса людей см. п. 8.2.3, для снеговой нагрузки – п. 10.11.

Значения коэффициентов k приведены в табл. 1.28. Знак «-» означает, что данное загрузение не учитывалось при расчете на прогрессирующее разрушение.

Таблица 1.28.

Коэффициенты k расчетным загрузениям для перехода к нормативным значениям нагрузок и учета длительной части кратковременных нагрузок при расчете на прогрессирующее разрушение

№	Наименование	Тип нагрузки	Коэффициент k
1	Собственный вес МК	Постоянная	1/1,05=0,95
2	Собственный вес ЖБ	Постоянная	1/1,1=0,91
3	Пол/потолок/перегородки/покрытие	Постоянная	1/1,1=0,91
4	Наружные стены	Постоянная	1/1,1=0,91
5	Полезная равномерная	Кратковременная	0,35×1/1,3=0,27
6	Полезная неравномерная, вар. 1	Кратковременная	0,35×1/1,3=0,27
7	Полезная неравномерная, вар. 2	Кратковременная	0,35×1/1,3=0,27
8	Снег	Кратковременная	0,5×1/1,4=0,36
9	Ветер вдоль буквенных осей	Кратковременная	-
10	Ветер вдоль цифровых осей	Кратковременная	-
11	Пульсация (ветер вдоль буквенных осей)	Кратковременная	-
12	Пульсация (ветер вдоль цифровых осей)	Кратковременная	-
13	Температура лето	Кратковременная	-
14	Температура зима	Кратковременная	-

В соответствии с приложением Б [3] расчет выполняется квазистатическим методом.

Для каркаса многоэтажного здания рассмотрены следующие сценарии аварийных ситуаций:

- Вариант 1. Разрушение угловой колонны первого этажа (рис. 1.32).
- Вариант 2. Разрушение центральной наиболее нагруженной колонны подвального этажа (рис. 1.33).

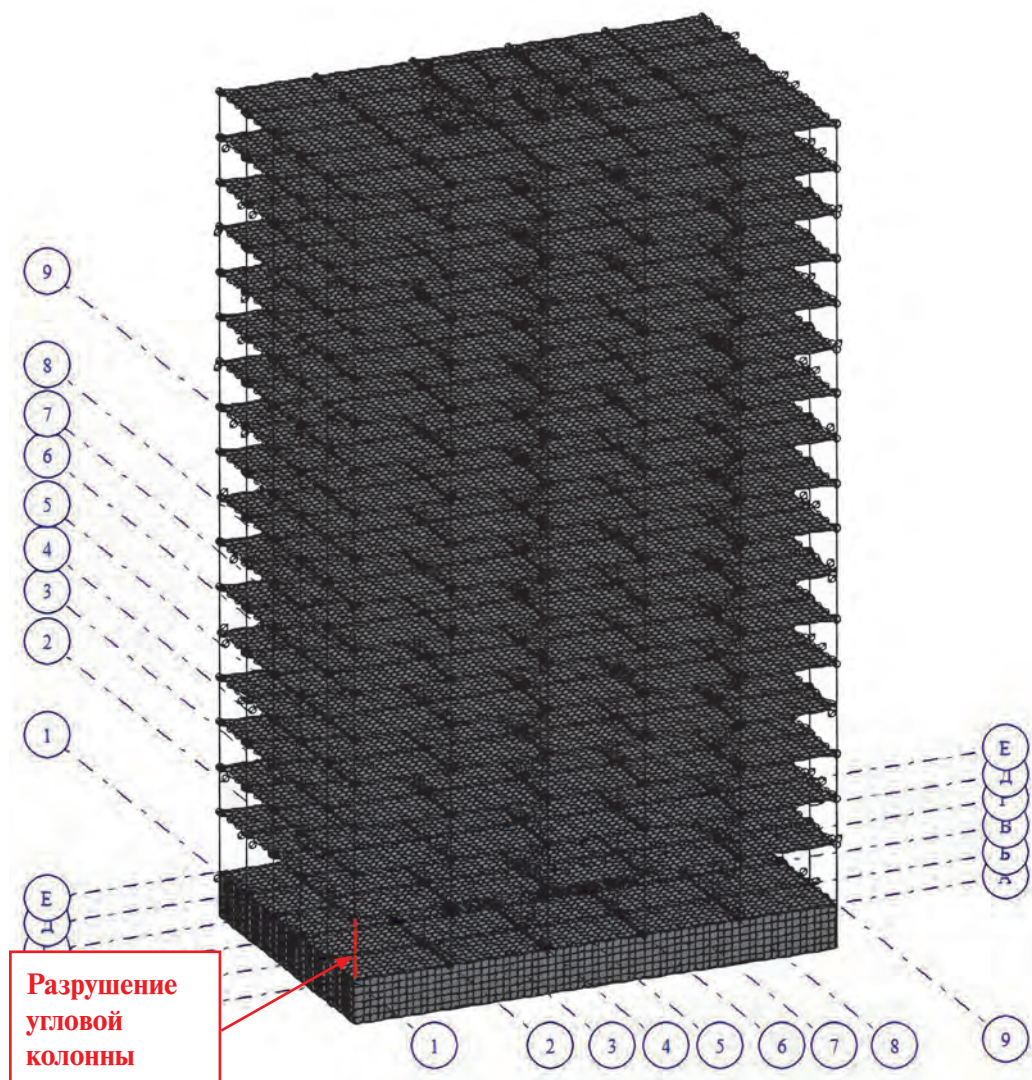


Рис. 1.32. Разрушение угловой колонны первого этажа.

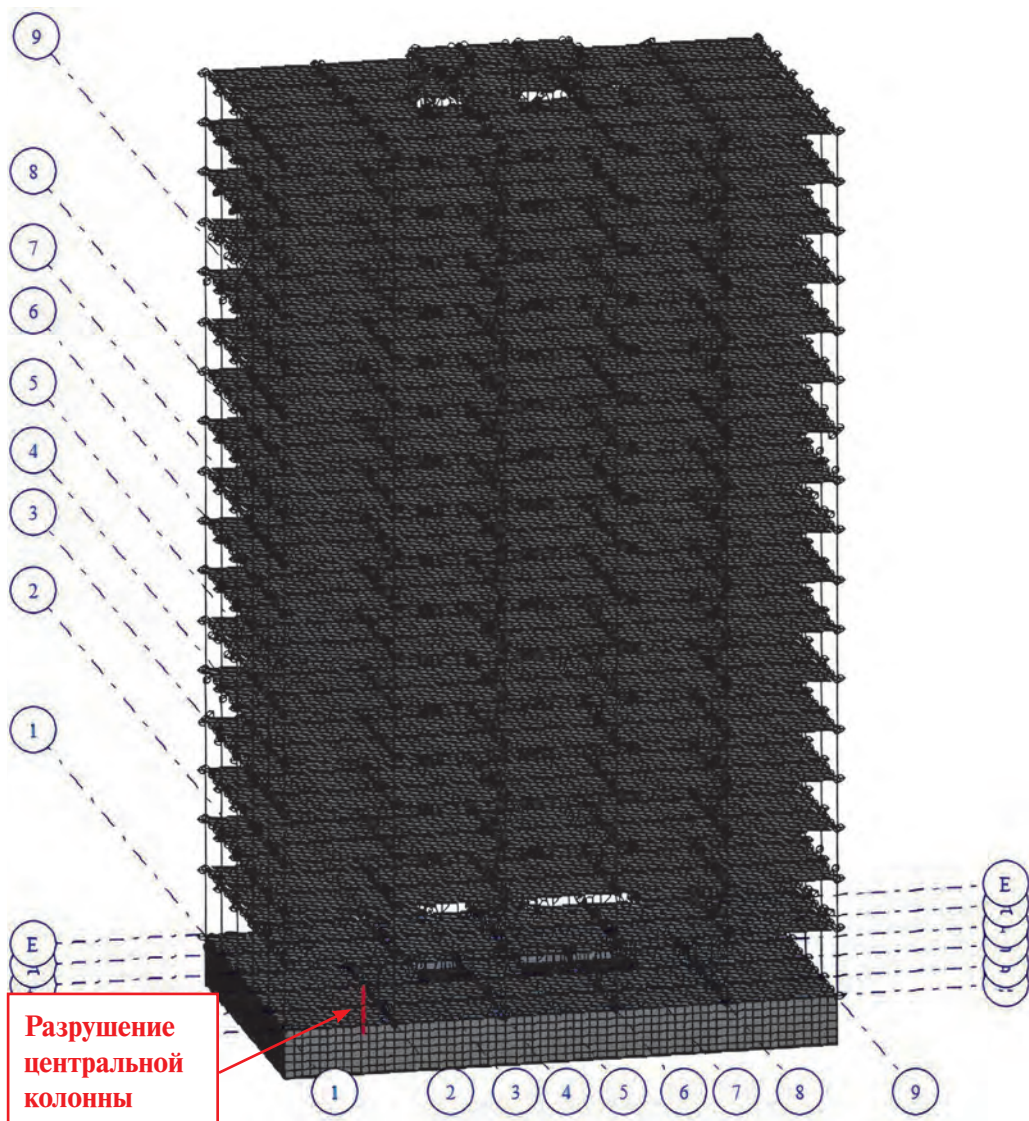


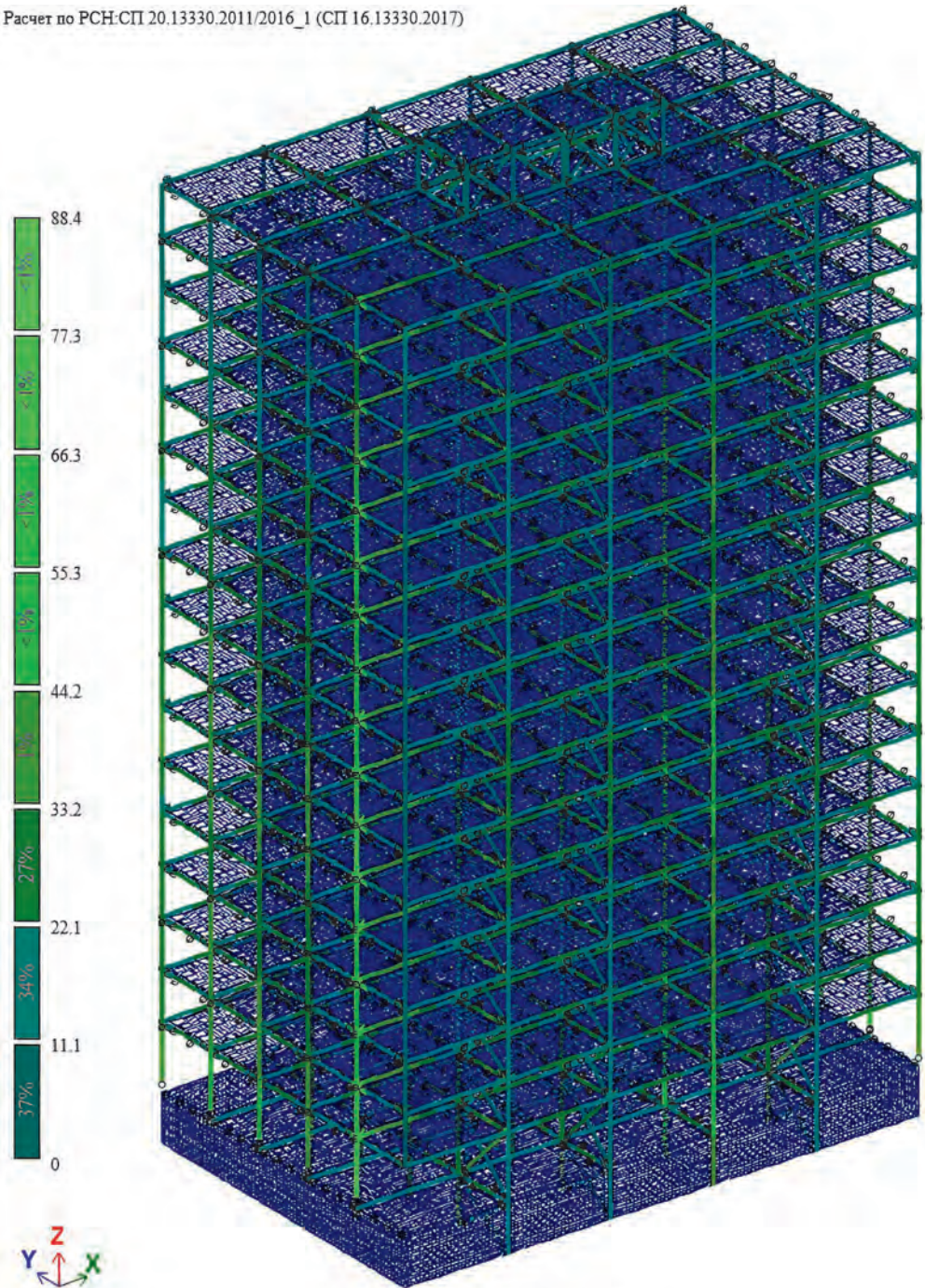
Рис. 1.33. Разрушение центральной колонны подвального этажа.

Расчетные схемы и коэффициенты использования конструкций для каждого из рассмотренных вариантов аварийной ситуации представлены на рис. 1.34, 1.35.

В соответствии с результатами расчета коэффициенты использования элементов каркаса не превосходят 100%. Таким образом, несущая способность каркаса обеспечена, прогрессирующего (лавинообразного) разрушения не происходит.

Прогибы изгибаемых элементов при расчете на прогрессирующее разрушение не превышают $1/30$ пролета (п. 5.4 СП 385.1325800.2018 выполняется).

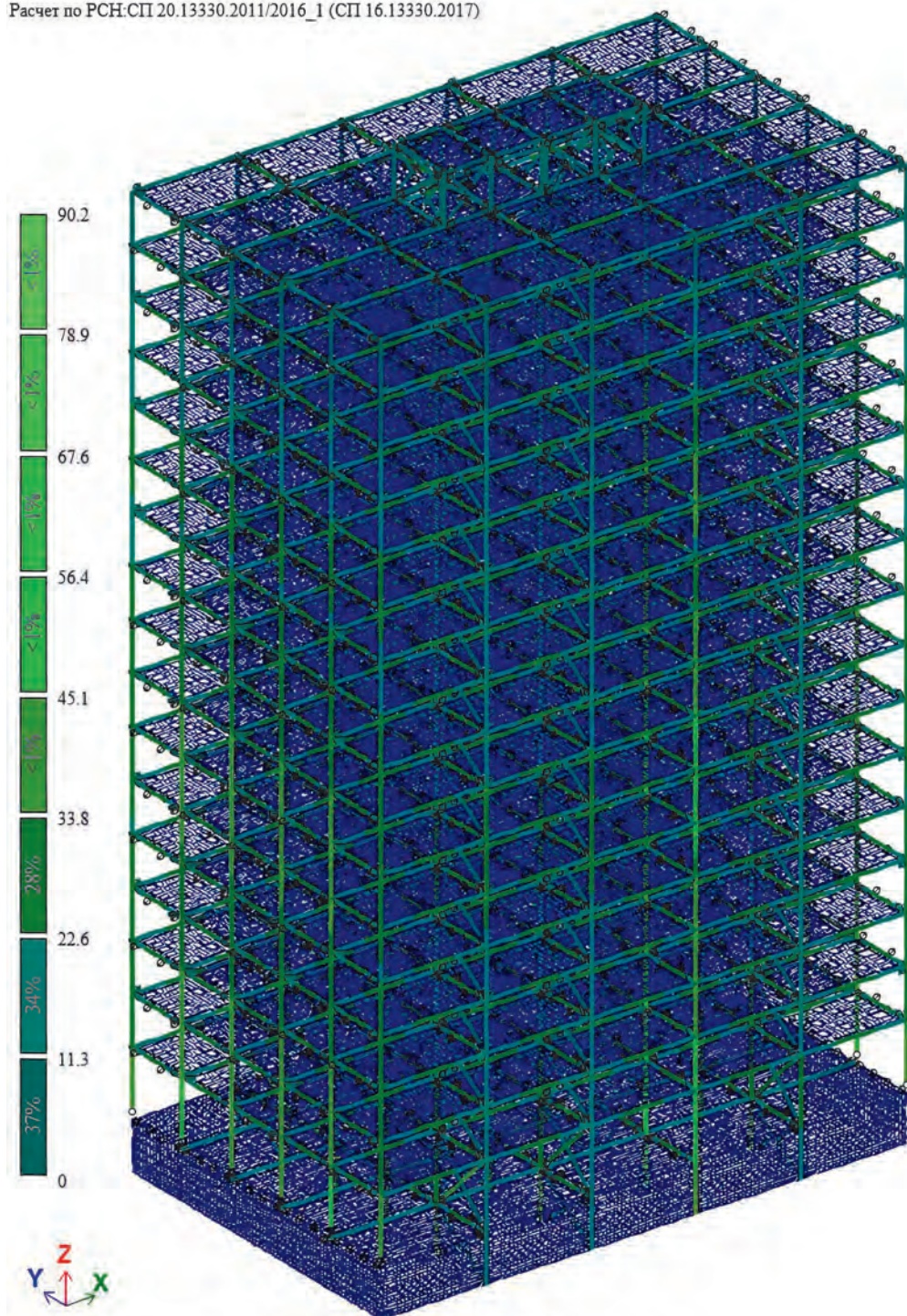
Расчет по РСН:СП 20.13330.2011/2016_1 (СП 16.13330.2017)



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

Рис. 1.34. Результаты проверки несущей способности элементов каркаса при расчете на аварийную ситуацию (вариант 1)

Расчет по РСН:СП 20.13330.2011/2016_1 (СП 16.13330.2017)



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

Рис. 1.35. Результаты проверки несущей способности элементов каркаса при расчете на аварийную ситуацию (вариант 2)

2

ВАРИАНТ II. РАСЧЕТНАЯ ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

2.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Таблица 2.1

Город строительства	Москва
Тип каркаса	Связевой
Ядро жесткости	Стальное
Перекрытия	Монолитные железобетонные по несъемной опалубке из профлиста с опиранием на нижние полки балок толщиной 220 мм
Несущие конструкции (колонны, балки)	Стальные сварные двутавровые балки. Класс прочности стали С355–440
Тип фундамента	Плита на естественном основании. Толщина плиты 600 мм. Бетон класса В30 по прочности, W6 по водонепроницаемости, F150 по морозостойкости
Вертикальные ограждающие конструкции	Навесные панели (каркасно-обшивные стены)
Внутренние перегородки	Газобетонные блоки
Класс функциональной пожарной опасности	Ф 1.3
Класс конструктивной опасности	С0
Категория взрывопожарной и пожарной опасности	Нет категории (согласно № 123-ФЗ)
Степень огнестойкости здания	I

Класс стали назначается в соответствии с прил. В СП 16.13330.2017.

Класс функциональной пожарной опасности принимается на основании ФЗ № 123, ст. 32.

Степень огнестойкости и класс конструктивной опасности назначается в соответствии с СП 2.13130.2012, табл. 6.8.

2.2 ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ

Проектируемое здание многоэтажное жилое с подвалом, прямоугольное в плане с размеры 21,5х34,0 м в осях. Высота подвала 3.0 м, высота первого этажа 4.2 м, высота типового этажа 3.1 м, общее число этажей 17. На покрытие предусмотрена надстройка высотой 3.1 м для выхода на покрытие. Размеры в осях в плане 21.5 х 34.0 м. Высота здания по парапету 54.9 м.

В подвале располагаются технические помещения, на первом этаже — помещения бытового и хозяйственного назначения, со второго по семнадцатый этажи располагаются жилые квартиры. Связь между этажами осуществляется двумя лифтами и по одной лестнице. Лифтовые шахты и лестничная клетка располагаются в средней части здания. Техническое помещение для размещения лифтового оборудования расположено в подвале. Кровля здания совмещенная, водоотвод организованный внутренний.

Наружные стены здания толщиной 210 мм выполняются из навесных каркасно-обшивных панелей с утеплителем из минеральной ваты толщиной 100 мм (расчет см. п. 2.4). Внутренние перегородки выполняются из газобетонных блоков толщиной 340 мм (межквартирные стены) и 100 мм (внутриквартирные перегородки).

В отделке стен и перегородок используется керамическая плитка, акриловые и водоэмульсионные краски. В жилых помещениях и местах общего пользования применяются штукатурные потолки, в технических — подвесные потолки. Полы приняты с покрытием из линолеума, керамической и керамогранитной плитки в зависимости от назначения помещения.

2.3 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Надземная часть каркасная, каркас связевой. Шаг колонн принят 6,8х4,3 м. В местах формирования ядра жесткости (вокруг лестнично-лифтового узла) шаг колонн вдоль буквенных осей здания составляет 3,06 м, 3,1 м и 3,5 м.

Колонны жестко крепятся к фундаментной плите подвала на отметке —3.000 м. Исключение составляют колонны по осям 1 и 9, которые шарнирно крепятся к стенам подвала на отметке —0.200 м. Отправочные элементы колонн приняты высотой не более 12 м, монтажный стык колонн располагается на высоте 1 м над перекрытием и выполняется на фланцах с фрезерованными торцами. При выполнении курсового проекта допускается использование других монтажных узлов. По высоте здания сечение колонн изменяется. Принято три типа сечений, изменение сечений осуществляется между 6 и 7 этажами, 12 и 13 этажами.

Балки шарнирно крепятся к колоннам. Плита перекрытия выполнена с применением несущего профилированного листа из оцинкованной стали, с опиранием на нижнюю полку балки с последующим омоноличиванием. Профилированный настил используется в качестве несъемной опалубки. Общая устойчивость, жёсткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается системой вертикальных связей, формируемой в районе лифтовых шахт и лестничной клетки, и жестких дисков перекрытий, а также по оси 4 между осями А-Б и Д-Е, по оси 6 между осями Д-Е, по оси 8 между осями А-Б.

Перекрытия выполнены монолитного железобетона толщиной 220 мм, класс бетона В25 по прочности, W4 по водонепроницаемости, F150 по морозостойкости. Перекрытие устраивается по профилированному настилу Н114–600–1,0, пролет принят 4,3 м. Листы профилированного настила опираются на балки, расположенные вдоль буквенных осей. Профлист опирается на нижние полки двутавровых балок, ширина опирания принята 100 мм.

Колонны, балки и вертикальные связи по колоннам стальные. Колонны и балки приняты сварными двутаврового сечения, крестовые вертикальные связи по колоннам из квадратных труб по ГОСТ 30245–2012, марка стали С355. Наружные стены здания толщиной 210 мм выполняются из навесных каркасно-обшивных стен с минераловатным утеплителем и облицовкой декоративной штукатуркой. Внутренние перегородки выполняются из газобетонных блоков толщиной 340 мм (межквартирные стены) и 100 мм (внутриквартирные перегородки).

Подземная часть здания монолитная железобетонная из бетона В30, W6, F150. Фундаментная плита имеет толщину 600 мм, наружные стены подвала приняты толщиной 400 мм, внутренние стены – 300 мм.

2.4 ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Для определения параметров наружного ограждения выполнен теплотехнический расчёт. Место строительства г. Москва. Градусосутки отопительного периода для Москвы составляют (СП 50.13330.2012, п. 5):

$$\text{ГСОП} = (t_B - t_{om}) \cdot z_{om} = (20 - (-2,2)) \cdot 204 = 4528,8^\circ\text{C} \cdot \text{сут.}$$

$t_B = 20^\circ\text{C}$ – расчетная температура внутреннего воздуха здания, принимаемая по п. 5.2 СП 50.13330;

$t_{om} = -2,2^\circ\text{C}$ – средняя температура наружного воздуха, принимается по СП 131.13330;

$z_{om} = 204$ сут/год – продолжительность отопительного периода, принимается по СП 131.13330.

В соответствии с табл. 3 СП 50.13330, требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций с учётом градусосутки отопительного периода:

- вертикальных ограждающих конструкций $R_{0}^{mp} = 2,99 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$;
- покрытия $R_{0}^{mp} = 4,46 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ – для покрытия.

Конструктивное решение наружных стен показано на рис. 2.1.

Параметры слоев наружных стен приведены в табл. 2.2.



Рис. 2.1 Конструктивное решение наружной стены

Таблица 2.2

Слой*	Толщина, мм	Удельный вес γ , кН/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°С)
Штукатурка цементно-песчаная	10	18	0,93
Гипсоволокнистый лист по ГОСТ Р 51829–2001	12,5	10	0,22
Пароизоляция Изоспан В	-	-	-
Гипсоволокнистый лист по ГОСТ Р 51829–2001	12,5	10	0,22
Каркасно-обшивная стена (КОС) с минераловатным утеплителем Техновент 80 кг/м ³	100	0.8	0,045
Аквапанель наружная	12,5	10	0,22
Утеплитель из минеральной ваты марки 75 по ГОСТ 9573-96	50	0,75	0,045
Штукатурка цементно-песчаная	10	18	0,93
Декоративная штукатурка	-	-	-

* – при компоновке слоев ограждения следует обратить внимание на группу горючести применяемых материалов в зависимости от огнестойкости здания в соответствии с [16, 17].

Определим условное сопротивление теплопередаче (прил. Е СП 50.13330):

$$R_0^{усл} = \frac{1}{\alpha_e} + \sum \frac{t_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,93} + \frac{0,013}{0,22} + \frac{0,013}{0,22} + \frac{0,1}{0,045} + \frac{0,013}{0,22} + \frac{0,05}{0,045} + \frac{0,01}{0,93} + \frac{1}{23} = 3,69 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$$

где, $\alpha_g = 8,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности покрытия, принимается по табл. 4 СП 50.13330;

$\alpha_n = 23 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$ – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности покрытия, принимается по табл. 6 СП 50.13330;

t_i, λ_i – толщина слоя, м и теплопроводность материала слоя, Вт/(м·°C) соответственно. Принимаются по табл. 1.2.

Определим приведенное сопротивление теплопередаче (СП 23–101–2004):

$$R_0^{np} = R_0^{ycl} \cdot r = 3,69 \cdot 0,85 = 4,96 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

где $r = 0,85$ – коэффициент теплотехнической однородности ограждающих конструкций, принимается по табл. 8 СТО 00044807–001–2006.

$$R_0^{np} = 3,14 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{°C}}{\text{Вт}} > R_0^{mp} = 2,99 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{°C}}{\text{Вт}}$$

Таким образом, конструкция наружной стены соответствует требованиям по теплопередаче.

Конструктивное решение покрытия показано на рис. 2.2.

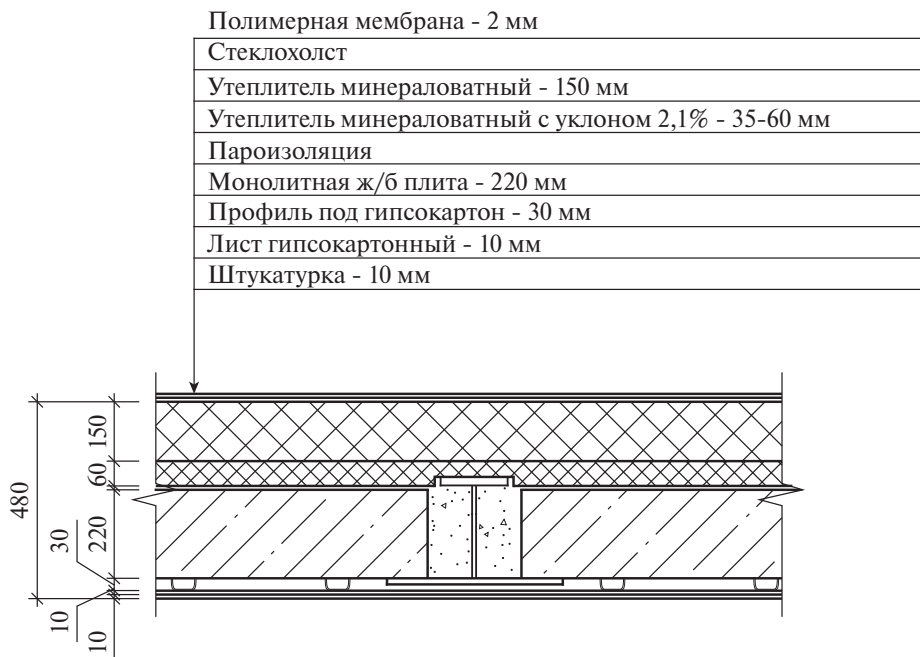


Рис. 2.2 Конструктивное решение покрытия

Параметры слоев покрытия приведены в табл. 2.3.

Определим условное сопротивление теплопередаче (прил. Е СП 50.13330):

$$R_0^{ycl} = \frac{1}{\alpha_g} + \sum \frac{t_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,22}{2,04} + \frac{0,035}{0,034} + \frac{0,15}{0,034} + \frac{1}{23} = 5,73 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Таблица 2.3

Слой*	Толщина, мм	Удельный вес γ , кН/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м [°] С)
Штукатурка цементно-песчаная	20	18	0,93
Плита монолитная железобетонная	220	25	2,04
Пароизоляция	1	-	-
Утеплитель минераловатный	35–60	0,34	0,034
Утеплитель минераловатный	150	0,34	0,034
Стеклохолст	1	-	-
Полимерная мембрана	2	-	-

* – при компоновке слоев ограждения следует обратить внимание на группу горючести применяемых материалов в зависимости от огнестойкости здания в соответствии с [16, 17].

где, $\alpha_s = 8,7$ Вт/(м[°]С) – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности покрытия, принимается по табл. 4 СП 50.13330;

$\alpha_n = 23$ Вт/(м[°]С) – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности покрытия, принимается по табл. 6 СП 50.13330;

t_p, λ_i – толщина слоя, м и теплопроводность материала слоя, Вт/(м[°]С) соответственно. Принимаются по табл. 2.3.

Определим приведенное сопротивление теплопередаче (СП 23–101–2004):

$$R_0^{np} = R_0^{всл} \cdot r = 5,73 \cdot 0,90 = 5,16 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$$

где $r = 0,90$ – коэффициент теплотехнической однородности ограждающих конструкций, принимается по табл. 8 СТО 00044807–001–2006.

$$R_0^{np} = 5,16 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{°С}}{\text{Вт}} > R_0^{mp} = 4,46 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{°С}}{\text{Вт}}$$

Таким образом, конструкция покрытия соответствует требованиям по теплопередаче.

2.5 КОМПОНОВКА КАРКАСА

Колонны каркаса, балки перекрытия и связи размещаются в соответствии со схемой, показанной на рис. 3. Для уточнения размеров в плане и по высоте необходимо определить сечение колонн и балок. Суммарная нагрузка на перекрытия предварительно принимается 10 кПа.

На рис. 2.3 показан фрагмент схемы расположения колонн типового этажа с обозначением грузовой площади колонны для предварительного подбора сечения.

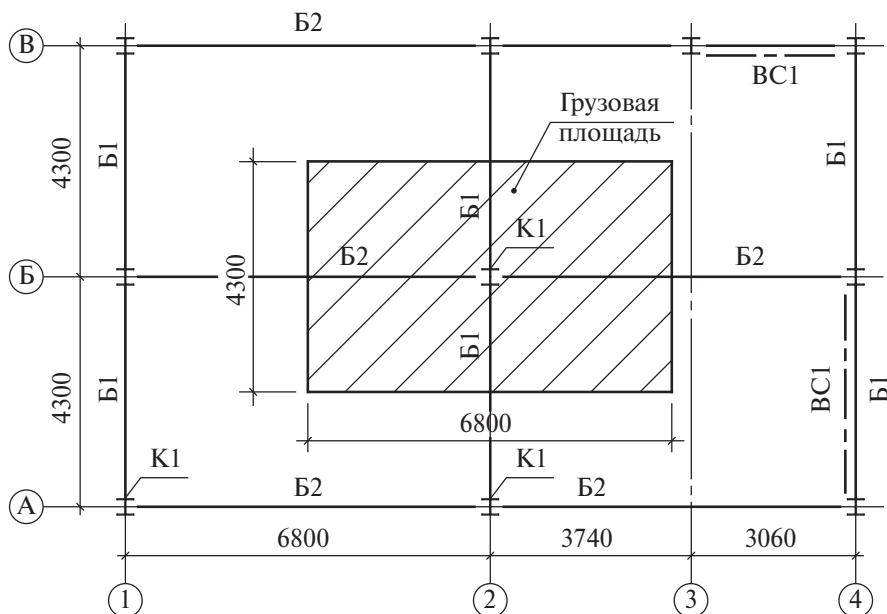


Рис. 2.3. Фрагмент схемы расположения колонн и балок типового этажа для предварительного подбора сечений колонны и балки.

Подбор сечения колонны

При 17 этажах в здании и размерах грузовой площади 6,8х4,3 м продольное усилие на колонны 1 этажа составляет:

$$N = 17 \cdot 6,8 \cdot 4,3 \cdot 10 = 4970,8 \text{ кН}$$

Требуемая площадь сплошной внецентренно-сжатой колонны определяется из условия устойчивости (п. 9.2 СП 16.13330):

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{4970,8}{0,85 \cdot 34,0 \cdot 1,0} = 172,0 \text{ см}^2$$

где $\varphi_e = 0,85$ – коэффициент продольного изгиба, принимается предварительно; $R_y = 34,0 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали С355 при толщине проката от 16 до 40 мм (табл. В.3 СП 16.13330);

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы.

Предварительно принимается колонна из сварного симметричного двутавра. Геометрические размеры сварного двутавра: ширина полок 350 мм, толщина полок 19 мм, высота стенки 312 мм, толщина стенки 12 мм, площадь поперечного сечения 170,4 см².

Подбор профлиста

В соответствии с исходными данными монолитное железобетонное перекрытие устраивается по несъемной опалубке из профлиста. Сечение профлиста подбирается по второму предельному состоянию, из условия обеспечения предельного прогиба от собственного веса профлиста и монолитного

железобетонного перекрытия. На рисунке 2.4 приведен фрагмент схемы расположения балок и перекрытия с обозначением направления укладки профлиста под перекрытие.



Рис. 2.4. Фрагмент схемы расположения балок и монолитного перекрытия

Предварительно принимаем профлист марки Н114–600–1,0. Собственный вес 1 м² профлиста $q_{\text{проф}} = 0,17$ кПа; монолитного перекрытия $q_{\text{перекр}} = 0,153 \times 25 = 3,83$ кПа (см. схему на рис. 2.5).

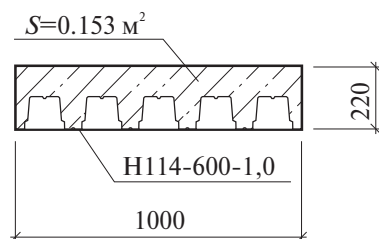


Рис. 2.5. Фрагмент перекрытия по профлисту

Тогда нормативная равномерно распределенная нагрузка на профлист шириной 1 м:

$$q_n = (0,17 + 3,83) \times 1,0 = 4,0 \text{ кН/м} = 0,04 \text{ кН/см.}$$

Прогиб профлиста определяется по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,04 \cdot 430^4}{20600 \cdot 405,4} = 2,13 \text{ см,}$$

где $l = 430$ см – пролет профлиста;

$E = 20600$ кН/см² – модуль упругости стали;

$I = 405,4$ см⁴ – момент инерции сечения шириной 1 м профлиста марки Н114–600–1,0 по ГОСТ 24045-2016.

Прогиб профлиста не превышает предельно допустимого значения прогиба $f_u = l/172 = 430/172 = 2,5$ см ($l = 430$ см – пролет профлиста, значение предельного прогиба принимается интерполяцией по табл. Д.1 СП 20.13330).

Подбор сечения балок

Балки, расположенные вдоль цифровых осей, воспринимают небольшую часть нагрузки, действующей на перекрытие. Сечение балок принимается из сварного симметричного двутавра, размеры назначаем конструктивно. Геометрические размеры сварного двутавра: ширина полок 175 мм, толщина полок 11 мм, высота стенки 222 мм, толщина стенки 7 мм, площадь поперечного сечения $A = 54,0$ см², момент сопротивления $W = 480,9$ см³.

Монолитная плита перекрытия опирается на балки пролетом 6,8 м, расположенные вдоль буквенных осей. Равномерно распределенная нагрузка на балку при ширине грузовой площади 4,3 м:

$$q = 10 \cdot 4,3 = 43 \text{ кН/м}$$

Изгибающий момент в шарнирно опертой балке при пролёте балки 4,3 м составляет:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{43 \cdot 6,8^2}{8} = 248,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления балки перекрытия из условия прочности изгибаемого элемента (п. 8.2 СП 16.13330):

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{248,5 \cdot 100}{34,0 \cdot 1,0} = 730,9 \text{ см}^3$$

По требуемому моменту сопротивления подбираем сечение сварного двутавра с развитым нижним поясом для опирания монолитного перекрытия. Высоту сечения сварной балки следует назначать так, чтобы с учётом толщины плиты, опирающейся на нижнюю полку, и отделочных слоёв пола толщина перекрытия была минимальна. В соответствии с п. 5.3 [13] рекомендуемая длина опирания профлиста на балки должна быть не менее 80 мм. Толщина нижней полки определяется конструктивно по её прочности на изгиб из условия опирания на нее монолитного железобетонного перекрытия. Несимметричный двутавр komponуется так, чтобы можно было опереть на нижнюю полку профилированный настил. С учётом этого ширина нижней полки принята 250 мм, а ширина верхней полки не более 120 мм. С учётом этого подбираются размеры полок и стенки сварного сечения, удовлетворяющего условиям прочности балки на изгиб.

Равномерно распределенная нагрузка на балку составляет 43 кН/м или 21,5 кН/м на каждую полку. Геометрическая схема опирания и расчетная схема полки приведены на рис. 2.6.

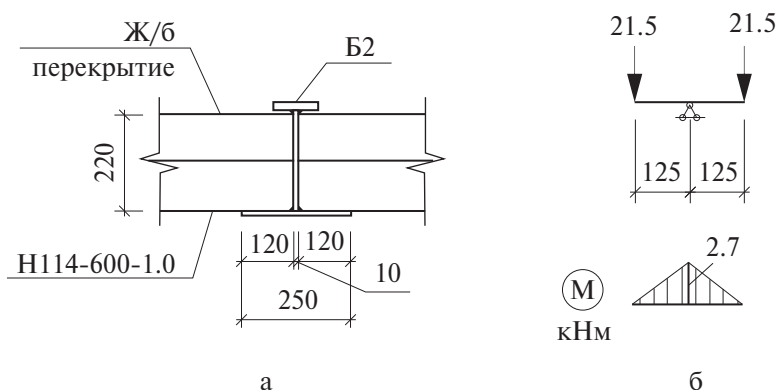


Рис. 2.6. Схема опирания (а) и расчетная схема (б) балки с уширенной нижней полкой

Расчёт выполняем для участка опорного листа единичной ширины (1 м). Изгибающий момент в месте крепления нижней полки к стенке составляет:

$$M = 21,5 \cdot 0,125 = 2,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определим требуемый момент сопротивления нижней полки:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2,69 \cdot 100}{34,0 \cdot 1,0} = 7,9 \text{ см}^3$$

При толщине нижней полки $t=8$ мм момент сопротивления равен: при $W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,7 \text{ см}^3$, что превышает требуемый момент сопротивления.

При компоновке сечения следует стремиться к тому, чтобы площадь нижней и верхней полки были близки. Это обеспечит положение центра тяжести сечения примерно посередине сечения. Окончательно параметры сечения формируются по результатам численного расчёта. В рассматриваемом варианте каркаса размеры нижней полки 250x8 мм, верхней полки 100x20 мм. При этом площадь и верхней и нижней полки 20 см². Стенка балки имеет размеры 230x10 мм. Площадь поперечного сечения принятой балки $A=63 \text{ см}^2$, момент сопротивления $W=558,6 \text{ см}^3$, что обеспечивает несущую способность балки.

Сечение сварных балок Б1 и Б2, расположенных вдоль цифровых и буквенных осей соответственно (маркировку балок см. рис. 2.4) показано на рис. 2.7.

Подбор сечения вертикальных связей

Первоначально сечение вертикальных связей подбирается по предельной гибкости для сжатых элементов и потом уточняется расчётом по прочности, устойчивости и жёсткости. В соответствии с п. 5 табл. 32 СП 16.13330 предельная гибкость сжатых элементов составляет:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha$$

Для предварительного подбора сечения принимается $\alpha=0,5$. Определим требуемый радиус инерции:

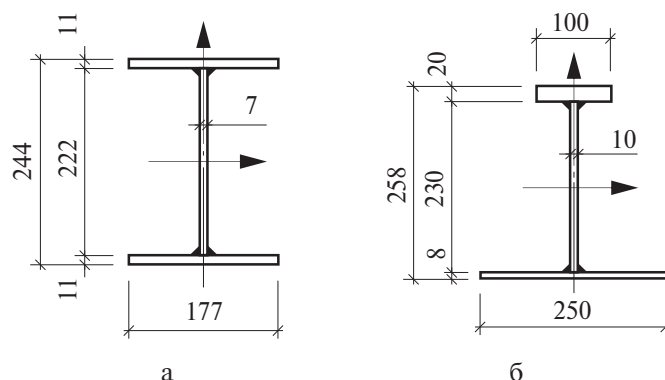


Рис. 2.7. Геометрические размеры балок Б1 (а) и Б2 (б)

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda_u} = \frac{601,0}{210 - 60 \cdot 0,5} = 3,34 \text{ см}$$

где $l_{ef} = 601,0$ см — длина диагонали вертикальной связи первого этажа.

По ГОСТ 30245-2003 принимаем квадратную трубу сечением 100х4, $i = 3,88$ см.

Вертикальная компоновка здания

Для компоновки каркаса в вертикальном направлении рассмотрим конструкцию пола и потолка. Принятая конструкция перекрытия показана на рис. 2.8.

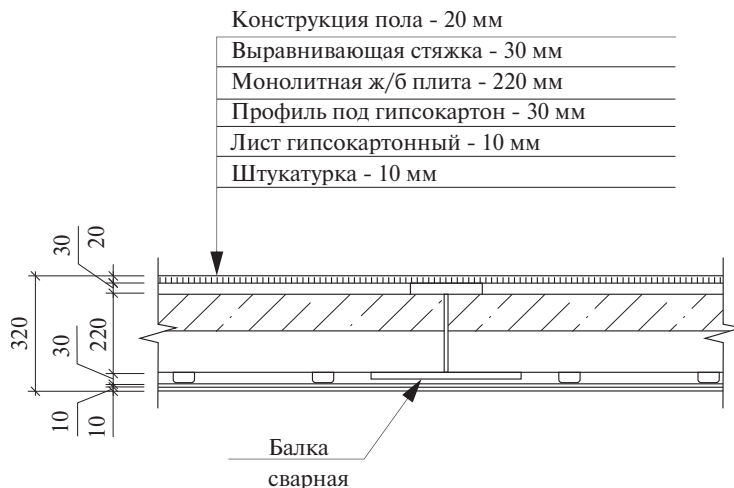


Рис. 2.8. Конструкция перекрытия

Суммарная толщина перекрытия составляет 320 мм. Толщина покрытия составляет 480 мм (см. рис. 2.2). В соответствии с архитектурным заданием высота первого этажа принимается 4200 мм, высота типового этажа принимается 3100 мм, что обеспечит высоту типового этажа в свету $3100 - 320 = 2780$ мм. Разрез здания с характерными отметками приведен на рис. 2.9.

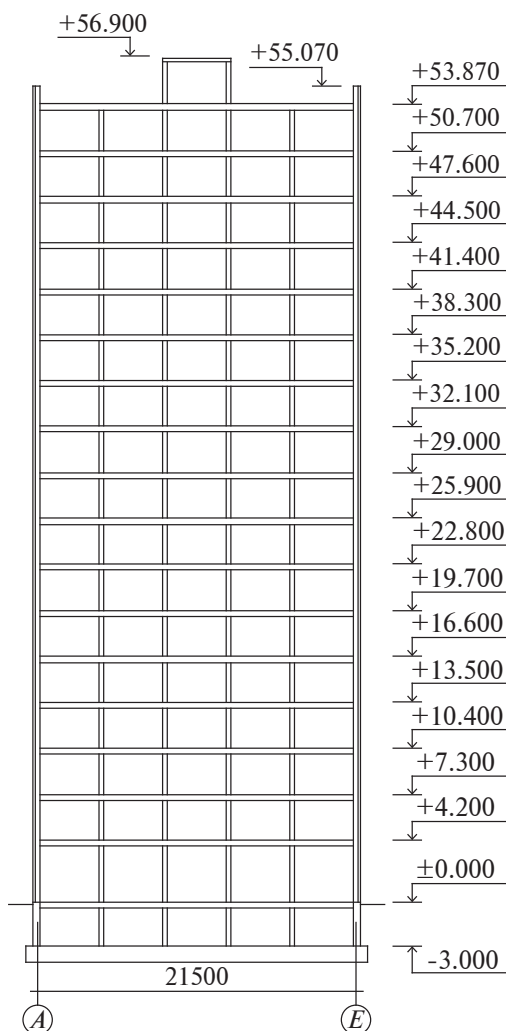


Рис. 2.9. Разрез здания с характерными отметками

2.6 СБОР НАГРУЗОК

На каркас рассматриваемого здания действуют следующие нагрузки:

- постоянные нагрузки (нагрузка от собственного веса несущих конструкций и ограждающих конструкций);
- кратковременные нагрузки (полезная, снеговая, ветровая, температурная нагрузка).

2.6.1 Постоянные нагрузки

Нагрузка от собственного веса ряда несущих конструкций (стальные конструкции и конструкции фундамента), заданных в расчетной схеме, учитывается автоматически с использованием средств программного комплекса.

Коэффициент надежности по нагрузке для стальных конструкций $\gamma_f=1,05$. Для учёта веса от дополнительных элементов стальных конструкций (рёбер, накладок, фланцев и т.п.) вводится поправочный коэффициент, принимаемый в диапазоне 1.1–1.3. Для проектируемого связевого каркаса принимаем поправочный коэффициент для колонн, балок и связей 1.15.

Вес монолитной железобетонной плиты принимается 3,83 кПа (см. рис. 2.5). Коэффициент надежности по нагрузке для железобетонных конструкций $\gamma_f=1,1$.

Постоянная нагрузка от веса ограждающих конструкций определена в табл. 2.4.

Таблица 2.4
Постоянная нагрузка от веса перекрытия, покрытия и стен

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчетная, кПа
Собственный вес стальных конструкций – учтен автоматически программным комплексом			
Монолитная железобетонная плита по профилированному настилу	3,830	1,100	4,213
Перекрытие (без веса монолитного перекрытия)			
Конструкция пола, $t=20$ мм	0,360	1,300	0,468
Выравнивающая стяжка (монолитный участок), $t=30$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,540	1,100	0,594
Профилированный настил Н114–600–1,0	0,170	1,050	0,179
Лист гипсокартонный, $t=12$, мм, $\gamma=10$ кН/м ³	0,120	1,300	0,156
Штукатурка, $t=8$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,144	1,300	0,187
Перегородки, кПа	1,000	1,100	1,100
Итого	2,334	1,192	2,684
Покрытие (без веса монолитного перекрытия)			
Полимерная мембрана, $t=2$ мм	0,023	1,300	0,030
Стеклохолст	0,001	1,300	0,001
Утеплитель экструзионный пенополистирол, $t=150$ мм, $\gamma=0,34$ кН/м ³	0,051	1,300	0,066
Утеплитель экструзионный пенополистирол с уклоном 2,1%, $t=35–60$ мм, $\gamma=0,34$ кН/м ³	0,020	1,300	0,027
Пароизоляция	0,001	1,300	0,001
Штукатурка, $t=8$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,144	1,300	0,187
Итого	0,240	1,300	0,313
Наружные стены			
Штукатурка, $t=10$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,180	1,300	0,234

Продолжение таблицы 2.4
Постоянная нагрузка от веса перекрытия, покрытия и стен

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчетная, кПа
Гипсоволокнистый лист по ГОСТ Р 51829–2001, $t=12,5$ мм, $\gamma=10$ кН/м ³	0,125	1,200	0,15
Пароизоляция Изоспан В	-	-	-
Гипсоволокнистый лист по ГОСТ Р 51829–2001, $t=12,5$ мм, $\gamma=10$ кН/м ³	0,125	1,200	0,15
Каркасно-обшивная стена (КОС) с минераловатным утеплителем Техновент	1,200	1,200	1,440
Аквапанель наружная (гипсоволоконный лист влагостойкий), $t=12,5$ мм, $\gamma=10$ кН/м ³	0,125	1,200	0,15
Утеплитель минераловатный марки 75, $t=120$ мм, $\gamma=0.75$ кН/м ³	0,090	1,200	0,108
Штукатурка, $t=10$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³	0,180	1,300	0,234
Итого	2,025	1,229	2,466
Погонная нагрузка на контурные балки типового этажа ($h=3.1$ м), кН/м	6,278	1,229	7,645
Погонная нагрузка на контурные балки первого этажа ($h=4.2$ м), кН/м	8,505	1,229	10,357
Погонная нагрузка на контурные балки покрытия (высота парапета $h=1.1$ м), кН/м	2,228	1,229	2,713

2.6.2 Кратковременная нагрузка, распределённая на перекрытиях (полезная нагрузка)

Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок на перекрытия принимаются по табл. 8.3 СП 20.13330. Для жилых зданий на перекрытия действуют два варианта нагрузки: квартиры жилых зданий (п. 1 табл. 8.3) и вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (п. 12а табл. 8.3). Коэффициент надёжности по нагрузке принимается в соответствии с указаниями п. 8.2.7 в зависимости от величины нормативной нагрузки.

Для учёта неодновременного нагружения всех перекрытий полной полезной нагрузкой при расчёте колонн, стен и фундаментов полные нормативные значения нагрузок на перекрытия допускается снижать умножением на коэффициент, принимаемый по п. 6.8 СП 20.13330. Для нагрузок, принимаемых по пунктам 1 и 12а табл. 8.3, используется коэффициент φ_3 :

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{17}} = 0,546,$$

где $n=17$ — число этажей здания;

В таблице 2.5 приведена полная нагрузка на перекрытия и нагрузка с учётом понижающего коэффициента.

Таблица 2.5
Полезная нагрузка на перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчет-ная, кПа
Полное значение нагрузки			
Квартиры жилых зданий	1.500	1.300	1.950
Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы	3.000	1.200	3.600
Нагрузка с учетом коэффициента сочетания 0.546			
Квартиры жилых зданий	0.819	1.300	1.065
Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы	1.638	1.200	1.966

Полная нагрузка используется для расчёта балок и плит перекрытия, а с учётом коэффициента сочетания для расчёта колонн, стен и фундаментов. Для расчёта балок перекрытия рассматривается вариант загрузки перекрытия полной полезной нагрузкой. Полная нагрузка прикладывается к перекрытиям первого, девятого и семнадцатого этажей, что позволяет рассчитать конструкцию перекрытия при действии на него полной полезной нагрузки. На остальных этажах прикладывается нагрузка с учётом коэффициента сочетания.

Полезная нагрузка прикладывается в виде трёх вариантов загрузок: распределённой на всей поверхности перекрытия; 1 вариант распределения через шаг балок перекрытия; 2 вариант распределения через шаг балок перекрытия (рис. 2.10).

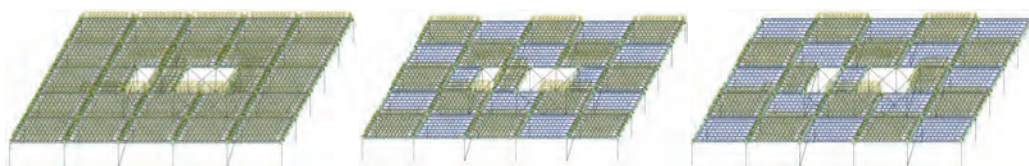


Рис. 2.10. Загрузки полезной нагрузкой

2.6.3 Снеговая нагрузка

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется в соответствии с п. 10.1 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$$

где c_e — коэффициент, учитывающий снос снег с покрытий зданий, c_t — термический коэффициент, $S_g=1,50$ кПа — нормативное значение веса снегового

покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для г. Москва (по табл. К.1 СП 20.13330.2016), μ – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимается по прил. Б СП 20.13330.2016 (для ровного горизонтального участка покрытия коэффициент $\mu=1$).

Распределение снеговой нагрузки на кровле с парапетами определяется по п. Б.13 СП 20.13330 при выполнении условия:

$$h = 1,1 \text{ м} > \frac{S_0}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75$$

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 1,1}{1,5} = 1,47$$

Схема распределения снеговой нагрузки на покрытии возле парапетов приведена на рис. 2.11.

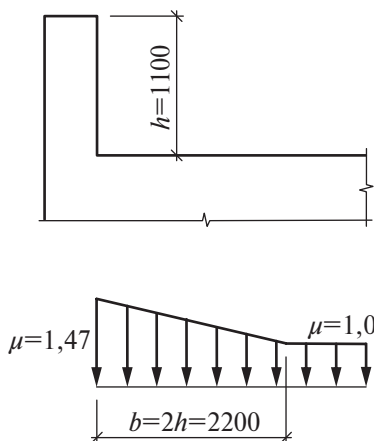


Рис. 2.11. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытии возле парапетов

Распределение снеговой нагрузки на кровле возле надстройки определяется по п. Б.14 СП 20.13330. В расчете учтено наиболее неблагоприятное расположение снеговых мешков. Диагональ помещения надстройки $d=11,2 \text{ м}$. Коэффициент μ принимается не менее 1,0 и не более 2,5 при выполнении условия: $10 \text{ м} < d=11,2 \text{ м} < 15 \text{ м}$. Тогда:

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3}{1,5} = 4 \rightarrow \text{принимаем } \mu = 2,5$$

Расчетное значение снеговой нагрузки определяется:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f,$$

где $\gamma_f=1,4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке.

Сбор снеговой нагрузки для каждой из зон выполнен в таблице 2.6.

Таблица 2.6
Сбор снеговой нагрузки

	c_e	c_t	S_g , кПа	μ	S_0 , кПа	γ_f	S_p , кПа
Зона 1: на ровном участке покрытия	1	1	1,5	1	1,50	1,4	2,10
Зона 2: возле парапетов	1	1	1,5	1,47	2,21	1,4	3,09
Зона 3: возле технической надстройки	1	1	1,5	2,5	3,75	1,4	5,25

Схема распределения снеговой нагрузки на покрытии приведена на рис. 2.12.

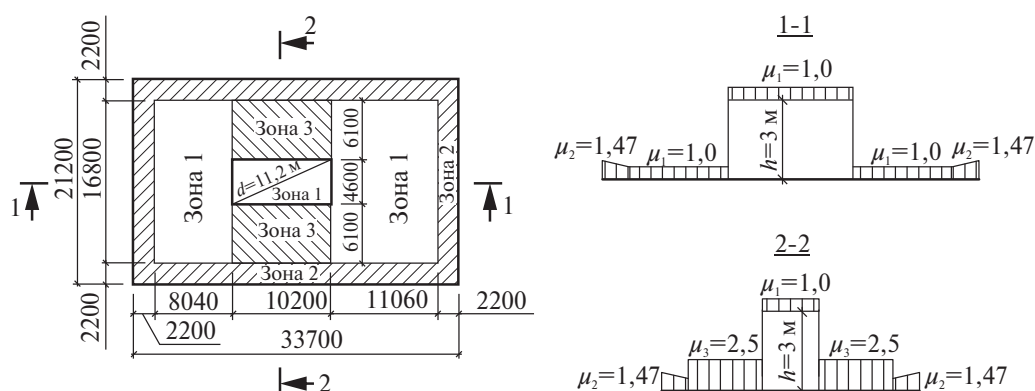


Рис. 2.12. Схема распределения снеговой нагрузки на покрытии.

2.6.4 Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется в соответствии с п. 11.1.2 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»:

$$w = w_m + w_g,$$

где w_m — нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки, определяется по п. 11.1.3;

w_g — нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки, определяется по п. 11.1.8. В курсовом проекте задается с использованием программного комплекса на основании величины средней составляющей ветровой нагрузки.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$$

где $w_0 = 0,23$ кПа — нормативное значение ветрового давления (I ветровой район); c — аэродинамический коэффициент, определяется по прил. В1.1.2 СП 20.13330; $k(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для эквивалентной высоты z_e , (тип местности В). Определяется интерполяцией по табл. 11.2;

z_e — эквивалентная высота, определяется по п. 11.1.5 СП 20.13330 в зависимости от ориентации здания относительно направления ветра.

При проектировании многоэтажного здания прямоугольного в плане рассматривается два направления ветрового воздействия — вдоль цифровых осей и вдоль буквенных (рис. 2.13).

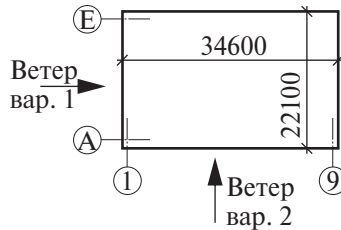


Рис. 2.13. Варианты ветровой нагрузки

На рис. 2.14 приведены значения эквивалентной высоты z_e в зависимости от направления ветра.

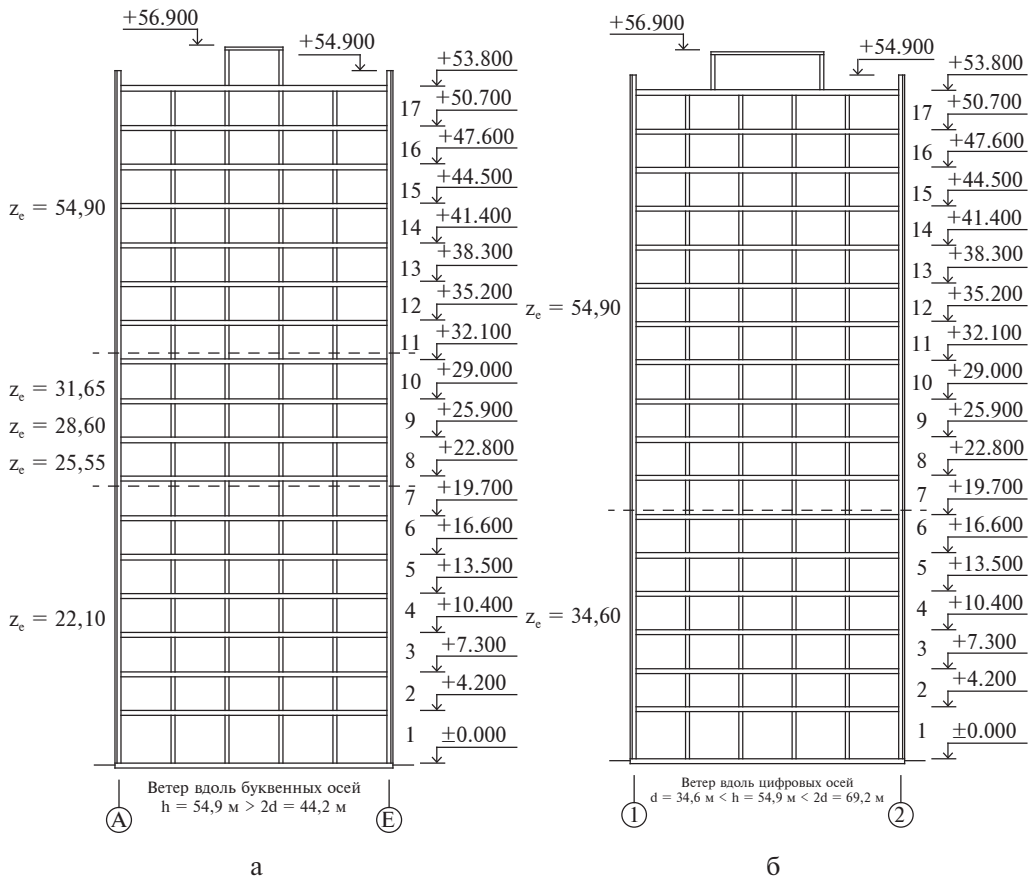


Рис. 2.14. Значения эквивалентной высоты z_e

а — ветер вдоль буквенных осей; б — ветер вдоль цифровых осей

В соответствии с СП 20.13330 необходимо учитывать ветровую нагрузку на наветренную (табл. В.2, участок D) и подветренную (табл. В.2, участок E) стены, а также давление отсоса на боковые стены (табл. В.2, участки А, В, С) и на покрытие (табл. В.3а). В рамках курсового проекта давление отсоса на боковые стены и покрытие допускается не учитывать, т.к. они взаимно компенсируют друг друга и оказывают незначительное влияние на конструкцию.

Определение средней составляющей ветровой нагрузки для обоих вариантов направления ветра выполнено далее в табличной форме. В табл. 2.7 определена средняя составляющая при ветре вдоль цифровых осей, в табл. 2.8 при ветре вдоль буквенных осей.

Таблица 2.7
Ветровая нагрузка при ветре вдоль цифровых осей

	1 этаж		2–6 этаж		7–16 этаж		17 этаж		тех. помещение	
	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.
Высота здания h , м	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	56,8	56,8
Высота этажа h_0 , м	4,2	4,2	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,00	3,00
Ширина поперек ветра d , м	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6
Высота от поверхности z , м	20,6	20,6	20,6	20,6	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
Эквивалентная высота z_e , м	34,6	34,6	34,6	34,6	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
$k(z_e)$	1,033	1,033	1,033	1,033	1,249	1,249	1,249	1,249	1,268	1,268
Нормативное давление ветра w_0 , кПа	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
Аэродинамический коэф-нт c	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5
Нормативное значение ветра w_m , кПа	0,23	0,12	0,19	0,12	0,23	0,14	0,23	0,14	0,23	0,15
Коэф-нт надежности по нагрузке γ_f	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Расчетное значение ветра w_m^p , кПа	0,32	0,17	0,27	0,17	0,32	0,20	0,32	0,20	0,33	0,20
Нагрузка на контурную балку перекрытия 1 этажа, кН/м	1,17	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку перекрытия с 2 по 16 этажи, кН/м	-	-	0,82	0,52	1,00	0,62	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку покрытия, кН/м	-	-	-	-	-	-	0,85	0,53	-	-
Нагрузка на контурную балку надстройки, кН/м	-	-	-	-	-	-	-	-	0,98	0,61

Таблица 2.8
Ветровая нагрузка при ветре вдоль буквенных осей

	1 этаж		2–7 этаж		8 этаж		9 этаж		10 этаж		11–16 этаж		17 этаж		тех. помещение	
	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.	наветр.	подветр.
Высота здания h , м	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	54,9	56,8	56,8
Высота этажа h_0 , м	4,2	4,2	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,00	3,00
Ширина поперек ветра d , м	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1	22,1
Высота от поверхности z , м	32,1	32,1	32,1	32,1	25,55	25,55	28,6	28,6	31,65	31,65	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
Эквивалентная высота z_e , м	22,1	22,1	22,1	22,1	25,55	25,55	28,6	28,6	31,65	31,65	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2
$k(z_e)$	0,876	0,876	0,876	0,876	0,919	0,919	0,958	0,958	0,996	0,996	1,249	1,249	1,249	1,249	1,268	1,268
Нормативное давление ветра w_0 , кПа	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
Аэродинамический коэф-нт c	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5
Нормативное значение ветра w_m , кПа	0,16	0,10	0,16	0,10	0,17	0,11	0,176	0,11	0,18	0,11	0,23	0,14	0,23	0,14	0,23	0,15
Коэф-нт надежности по нагрузке γ_f	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Расчетное значение ветра w_m^p , кПа	0,23	0,14	0,23	0,14	0,24	0,15	0,25	0,15	0,26	0,16	0,32	0,20	0,32	0,20	0,33	0,20
Нагрузка на контурную балку перекрытия 1 этажа, кН/м	0,824	0,515	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку перекрытия с 2 по 16 этажи, кН/м	-	-	0,70	0,44	0,73	0,46	0,77	0,48	0,80	0,50	1,00	0,62	-	-	-	-
Нагрузка на контурную балку покрытия, кН/м	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,85	0,53	-	-
Нагрузка на контурную балку надстройки, кН/м	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,98	0,61

Погонная нагрузка на контурную балку перекрытия 1-го этажа определяется по формуле:

$$q_1 = \frac{w_m \cdot (4,2 + 1,55)}{2}$$

Погонная нагрузка на контурную балку перекрытия с 2 по 17 этажи определяется по формуле:

$$q = w_m^p \cdot h_0$$

Погонная нагрузка на контурную балку покрытия определяется по формуле:

$$q_n = w_m^p (0,5h_0 + h_{\text{напанета}})$$

Погонная нагрузка на контурную балку покрытия определяется по формуле:

$$q_{\text{настройки}} = w_m^p h_{\text{настройки}}$$

Перемещения и усилия от полной ветровой нагрузки с учётом пульсационной составляющей определяются при проведении численного расчёта с использованием модулей, реализованных в отечественных вычислительных комплексах. Комплексы используют нормативную методику определения пульсационной составляющей и выполняют для этого расчёт колебаний несущего каркаса с учётом динамических масс. Динамическими массами являются все гравитационные нагрузки: постоянная, полезная и снеговая. Используются нормативные значения нагрузок.

2.6.5 Резонансное вихревое возбуждение

В соответствии с п. 11 СП 20.13330 резонансное вихревое возбуждение необходимо учитывать для зданий при $\lambda_b > 20$. При этом λ_b — относительное удлинение элемента или сооружения, определяется по табл. В.10 СП 20.13330.

В соответствии с п. В.1.15 СП 20.13330 определим параметр λ :

$$\lambda = \frac{l}{b} = \frac{53,7}{22,2} = 2,42,$$

где $l=53,7$ м, $b=22,2$ м — максимальный и минимальный размеры сооружения соответственно.

Тогда по табл. В.10:

$$\lambda_b = 2\lambda = 2 \times 1,55 = 3,1 < 20,$$

следовательно расчет на резонансное вихревое возбуждение не требуется.

2.6.6 Пиковая ветровая нагрузка

Пиковая ветровая нагрузка определяется для элементов ограждения и узлов их крепления. В рамках данного пособия расчет элементов ограждения не рассматривается, поэтому учет пиковой ветровой нагрузки не требуется.

2.6.7 Температурная нагрузка

Температурная нагрузка на конструкции в теплое и холодное время года определяется в соответствии с п. 13 СП 20.13330. Для проектируемого отапливаемого здания г. Москве исходными данными для определения расчётной температурной нагрузки являются следующие показатели:

- $t_{ic}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{iw}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – температура внутреннего воздуха помещений в холодное и теплое время года, принимается по ГОСТ 30494-2011;
- $t_{min}=-35\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{max}=32\text{ }^{\circ}\text{C}$ – нормативные значения минимальной и максимальной температуры воздуха надземной части сооружения, принимаются по картам 4 и 5, прил. Е СП 20.13330;
- $t_{min}(h=3,2\text{ м})=3,8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{max}(h=3,2\text{ м})=11,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ – нормативные значения минимальной и максимальной температуры воздуха *подземной* части сооружения, принимаются по прил. Г СП 20.13330 в зависимости от глубины заложения;
- $t_I=-7,8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{VII}=19,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле для *надземной* части здания, принимаются по табл. 5.1 СП 131.13330.
- $t_I=t_{min}(h=3,2\text{ м})=3,8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $t_{VII}=t_{max}(h=3,2\text{ м})=11,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле для *подземной* части здания, принимаются по п. 13.6 СП 20.13330.
- $A_I=5,4\text{ }^{\circ}\text{C}$; $A_{VII}=9,6\text{ }^{\circ}\text{C}$ – средние суточные амплитуды температуры воздуха для наиболее холодного и наиболее теплого месяца, принимаются по табл. 3.1 и 4.1 СП 131.13330.

Температурная нагрузка в теплое время года

В соответствии с п. 13.2 СП 20.13330 нормативное значение изменений температур при замыкании конструкций в теплое время года определяется:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c},$$

где t_w – нормативное значение температуры для теплого времени года, принимается по табл. 13.1 СП 20.13330;

t_{0c} – начальная температура в холодное время года, принимается по п. 13.6 СП 20.13330.

По табл. 13.1 для конструкций, защищенных от воздействия солнечной радиации отапливаемых зданий:

$$t_w = t_{ew},$$

где t_{ew} – средняя суточная температура наружного воздуха в теплое время года, принимается в соответствии с п. 13.4.

$$t_{ew} = t_{max} - 0,5 \cdot A_{VII}$$

По п. 13.6 начальная температура в холодное время года:

$$t_{0c} = 0,2 \cdot t_{VII} + 0,8 \cdot t_I$$

Температурная нагрузка в холодное время года

В соответствии с п. 13.2 СП 20.13330 нормативное значение изменений температур при замыкании конструкций в теплое время года определяется:

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w},$$

где t_c — нормативное значение температуры для холодного времени года, принимается по табл. 13.1 СП 20.13330;

t_{0w} — начальная температура в теплое время года, принимается по п. 13.6 СП 20.13330.

По табл. 13.1 для конструкций, защищенных от воздействия солнечной радиации отапливаемых зданий:

$$t_c = t_{ic}$$

По п. 13.6 начальная температура в теплое время года:

$$t_{0w} = 0,8 \cdot t_{VII} + 0,2 \cdot t_I$$

В соответствии с п. 13.8 СП 20.13330 коэффициент надежности по нагрузке для температурных воздействий принимается $\gamma_f = 1,1$.

Расчётная температурная нагрузка на конструкции здания в теплое и холодное время года определена в табл. 2.9 и 2.10

Таблица 2.9
Температурная нагрузка в теплое время года

Параметр	Надземная часть	Подземная часть
$t_{max}, ^\circ C$	32,0	11,2
$A_{VII}, ^\circ C$	9,6	9,6
$t_{ew}, ^\circ C$	27,2	6,4
$t_w, ^\circ C$	27,20	6,40
$t_{VII}, ^\circ C$	19,1	11,2
$t_I, ^\circ C$	-7,8	3,8
$t_{0c}, ^\circ C$	-2,42	5,28
$\Delta t_w, ^\circ C$	29,62	1,12
γ_f	1,1	1,1
$\Delta t_w^p, ^\circ C$	32,58	1,23

Таблица 2.10
Температурная нагрузка в холодное время года

Параметр	Надземная часть	Подземная часть
$t_{ic}, ^\circ C$	20,0	20
$t_c, ^\circ C$	20,0	20
$t_{VIP}, ^\circ C$	19,1	11,2
$t_p, ^\circ C$	-7,8	3,8
$t_{0w}, ^\circ C$	13,72	9,72
$\Delta t_c, ^\circ C$	6,28	10,28
γ_f	1,1	1,1
$\Delta t_c^p, ^\circ C$	6,91	11,31

2.7 РАСЧЕТ КАРКАСА ЗДАНИЯ

2.7.1 Конечно-элементная модель каркаса

Металлические конструкции — колонны, балки и связи моделируются стержневыми элементами. Балки крепятся к колоннам шарнирно. Для учёта эксцентриситета крепления балок, расположенных вдоль цифровых осей, в расчётную модель вводятся стержни большой жёсткости. Для них приняты следующие жесткостные характеристики: продольная жёсткость $EA=10^6$ кН, жёсткости на изгиб в вертикальной и горизонтальной плоскостях $EI=10^6$ кН·м². Стержни жёстко крепятся к колоннам и шарнирно к балкам. Длина этих элементов определяется исходя из принятого сечения колонны и балок. На рис. 2.15 приведен узел крепления балок к колонне.

В соответствии с размерами, приведенными на рис. 2.15 длина стержня, моделирующего эксцентриситет опирания балки на колонну, принимается 0,19 м вдоль цифровых осей. Фрагмент конечно-элементной модели в районе примыкания балок к колоннам показан на рис. 2.16.

Плиты перекрытий моделируются пластинчатыми элементами. Разрез по плите перекрытия показан на рис. 2.17.

На рис. 2.18 показаны узлы с объединением перемещений.

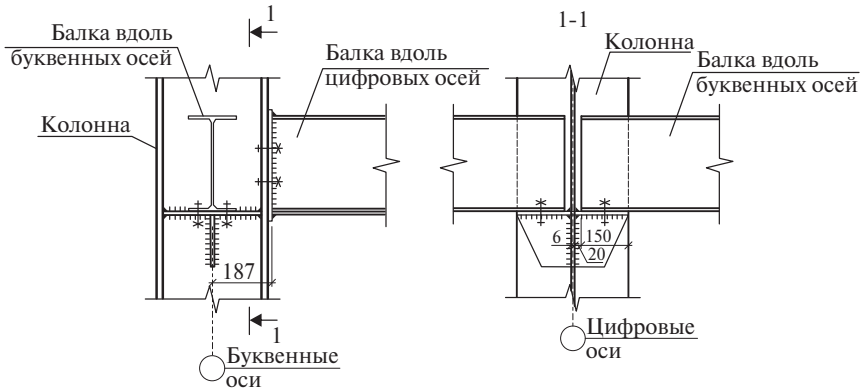


Рис. 2.15. Узел крепления балок к колонне

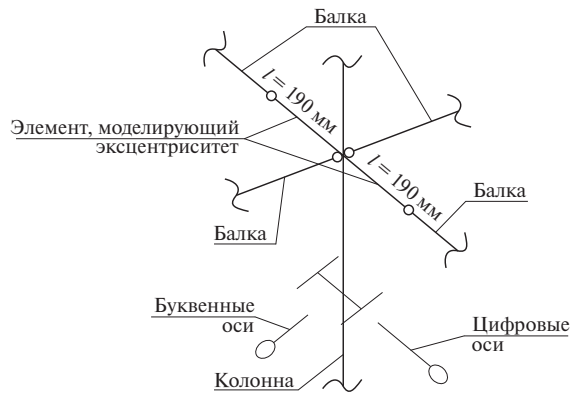


Рис. 2.16. Фрагмент конечно-элементной модели в районе примыкания балок к колоннам

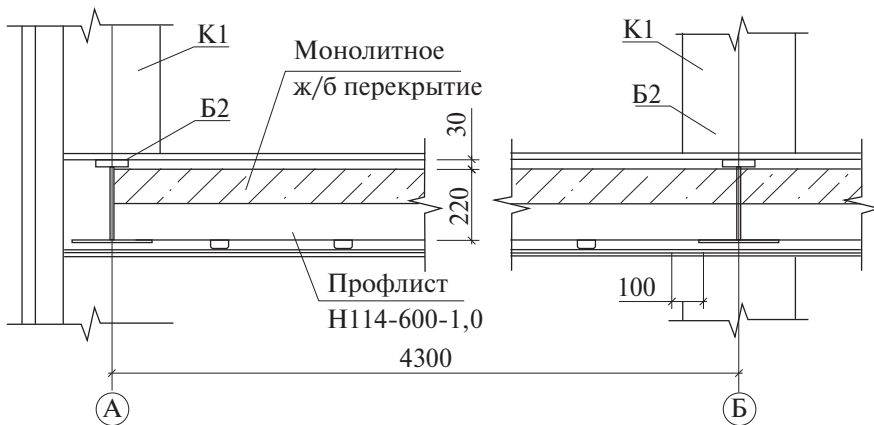


Рис. 2.17. Разрез по плите перекрытия (см. раздел «Формирование конечно-элементной модели несущей системы здания»)

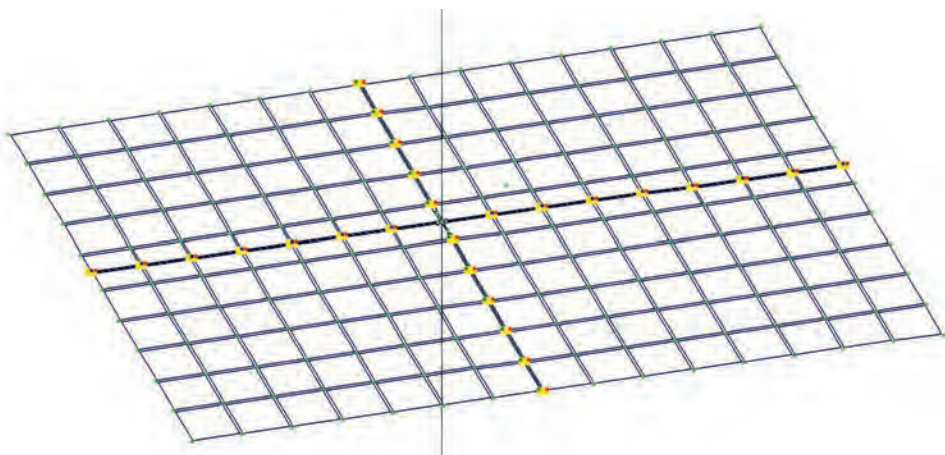


Рис. 2.18. Особенности конечно-элементной модели в месте примыкания плиты к балкам

Жесткость стержневым элементам назначается по результатам предварительного подбора сечений (см. п. 2.5).

Для пластинчатых элементов, моделирующих перекрытие, толщина принимается 153 мм (см. схему на рис. 2.5). Марка бетона принимается в соответствии с данными, приведенными в разделе конструктивных решений (п. 2.3). Модуль упругости бетона определен согласно п. 6.1.15 СП 63.13330.2018 при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$$

где E_b – модуль упругости бетона, кПа;

$\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по п. 6.1.16 СП 63.13330 (в курсовом проекте принимать относительную влажность воздуха 40–75%).

Значения длительного модуля упругости для элементов железобетонных конструкций приведены в табл. 2.11.

Таблица 2.11
Длительный модуль упругости бетона

Вид конструкции	Класс бетона	Модуль упругости E_b , кПа	Коэффициент ползучести, $\varphi_{b,cr}$	Длительный модуль упругости, $E_{b,\tau}$, кПа
Сборные плиты перекрытия, монолитные участки перекрытия	B20	27500000	2,8	7236842
Фундаментная плита и стены подвала	B30	32500000	2,3	9848485

При первой итерации расчетов конструктивным элементам назначаются сечения, полученные в результате предварительного подбора (п. 2.5). Затем сечения элементов уточняются на основании проведенного расчета и анализа коэффициентов использования элементов конструкций. В том числе, рациональным является изменение сечения колонн по высоте здания и уточнение сечения балок, расположенных вдоль буквенных осей.

В табл. 2.12 представлены жесткостные характеристики окончательно принятых сечений с учетом проверок по первому и второму предельным состояниям.

Таблица 2.12
Жесткостные характеристики элементов каркаса

Тип жесткости	Название элемента	Тип сечения
1	Колонны подвала	Составной двутавр –370х40 (полка) –360х25 (стенка)
2	Колонны (1 эт. – 5 эт.)	Составной двутавр –400х21 (полка) –360х13 (стенка)
3	Колонны (6 эт. – 10 эт.)	Составной двутавр –350х19 (полка) –310х12 (стенка)
4	Колонны (11 эт. – 17 эт.)	Составной двутавр –250х15 (полка) –220х10 (стенка)
5	Вертикальные связи	Квадратная труба 180х5
6	Плита монолитная железобетонная	$E=7.2368e+006$; $V=0.2$; толщина 153 мм, бетон В20
7	Вставка (эксцентриситет опирания балки на колонну)	КЭ 10, $EF=1e+006$; $EI_y=1e+008$; $EI_z=1e+008$
8	Плита фундаментная	$E=9.8485e+006$; $V=0.2$; Толщина 600 мм, бетон В30
9	Стена подвала	$E=9.8485e+006$; $V=0.2$; Толщина 400 мм, бетон В30
10	Балки вдоль цифровых осей	Составной двутавр –180х11 (полка) –220х7 (стенка)
11	Балки вдоль буквенных осей	Составной несимметричный двутавр –100х20 (верхняя полка) –230х10 (нижняя полка) –250х8 (стенка)

2.7.2 Задание нагрузок на расчетную модель

На здание действуют нагрузки, определённые в разделе 2.6. Нагрузки прикладываются к зданию в виде отдельных загрузжений (табл. 2.13).

Таблица 2.13
Загружения, принятые в расчетной схеме

№	Наименование загрузки	Тип нагрузки
1	Собственный вес МК	Постоянная
2	Собственный вес ЖБК	Постоянная
3	Пол/потолок/перегородки/покрытие	Постоянная
4	Наружные стены	Постоянная
5	Полезная распределённая на всём перекрытии	Кратковременная
6	Полезная – 1 вариант распределения на части перекрытия	Кратковременная
7	Полезная – 2 вариант распределения на части перекрытия	Кратковременная
8	Снег	Кратковременная
9	Ветер вдоль буквенных осей	Неактивная*
10	Ветер вдоль цифровых осей	Неактивная*
11	Пульсация (ветер вдоль буквенных осей)	Кратковременная
12	Пульсация (ветер вдоль цифровых осей)	Кратковременная
13	Температура лето	Кратковременная
14	Температура зима	Кратковременная

** Ветровые загрузки № 9 и № 10 содержат только среднюю составляющую ветровой нагрузки. Данные загрузки необходимы для задания пульсационной нагрузки с помощью программного комплекса. Суммарные перемещения и усилия от средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки определяются при расчёте на действие загруз № 11 и № 12.*

Загружение № 1, № 2.

Постоянная нагрузка – вес несущих конструкций

Вес несущих конструкций задаётся средствами вычислительного комплекса при проведении расчёта по сечениям элементов каркаса и удельному весу материала. Выделение веса несущих конструкций в отдельное сооружение обусловлено необходимостью оперативной корректировки после изменения элементов при подборе сечений. Вес несущих конструкций прикладывается к стержневым элементам в виде погонной нагрузки, к плитам в виде нагрузки, распределённой по площади (рис. 2.19).

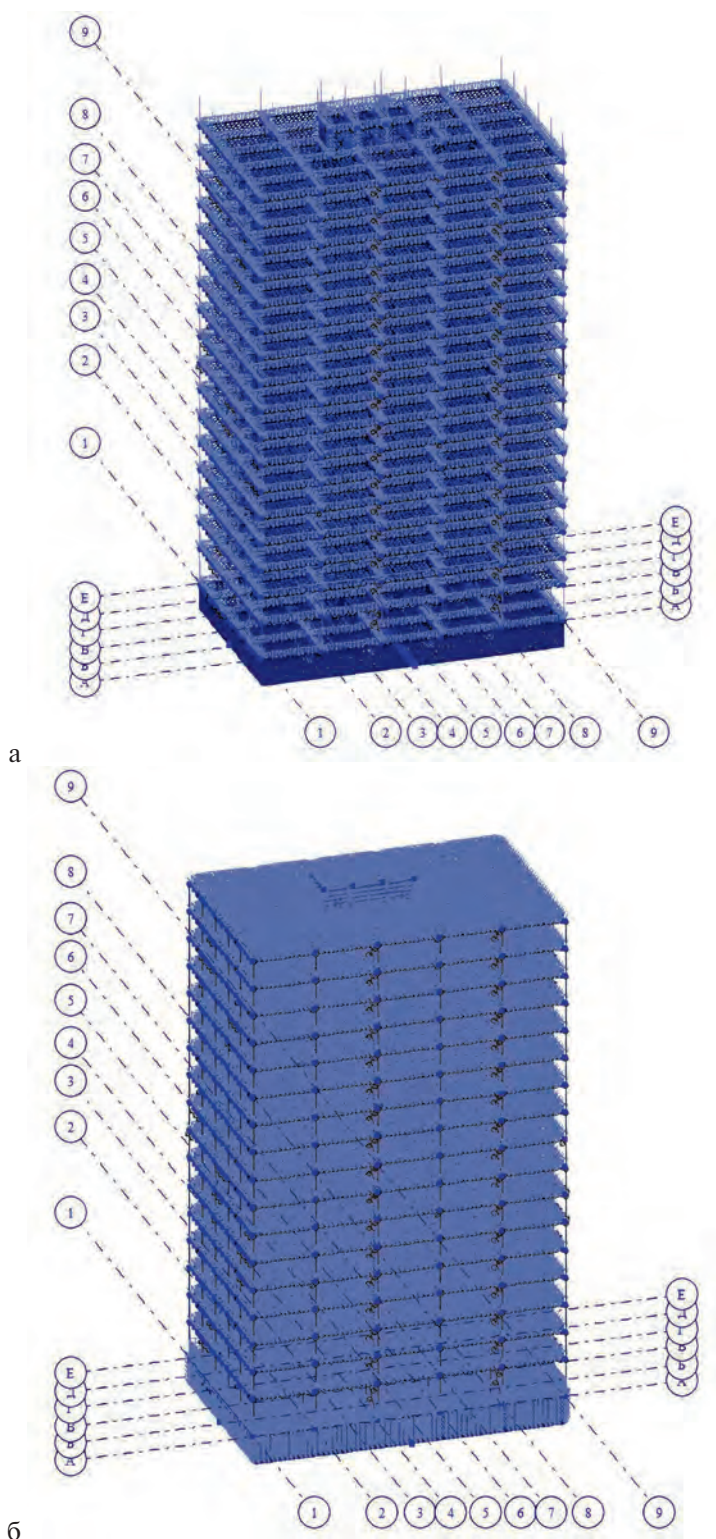


Рис. 2.19. Собственный вес металлических (а) и железобетонных (б) конструкций

Загрузка № 3, № 4.

Постоянная нагрузка – вес ограждающих конструкций

Вес отделочных слоёв перекрытия, покрытия и перегородок действует в виде равномерно распределённой нагрузки на плиты перекрытия. Наружные стены возводятся по контурным балкам, поэтому их вес с учётом всех отделочных слоёв прикладывается к контурным балкам перекрытия в виде погонной нагрузки поэтажно (рис. 2.20 и 2.21).

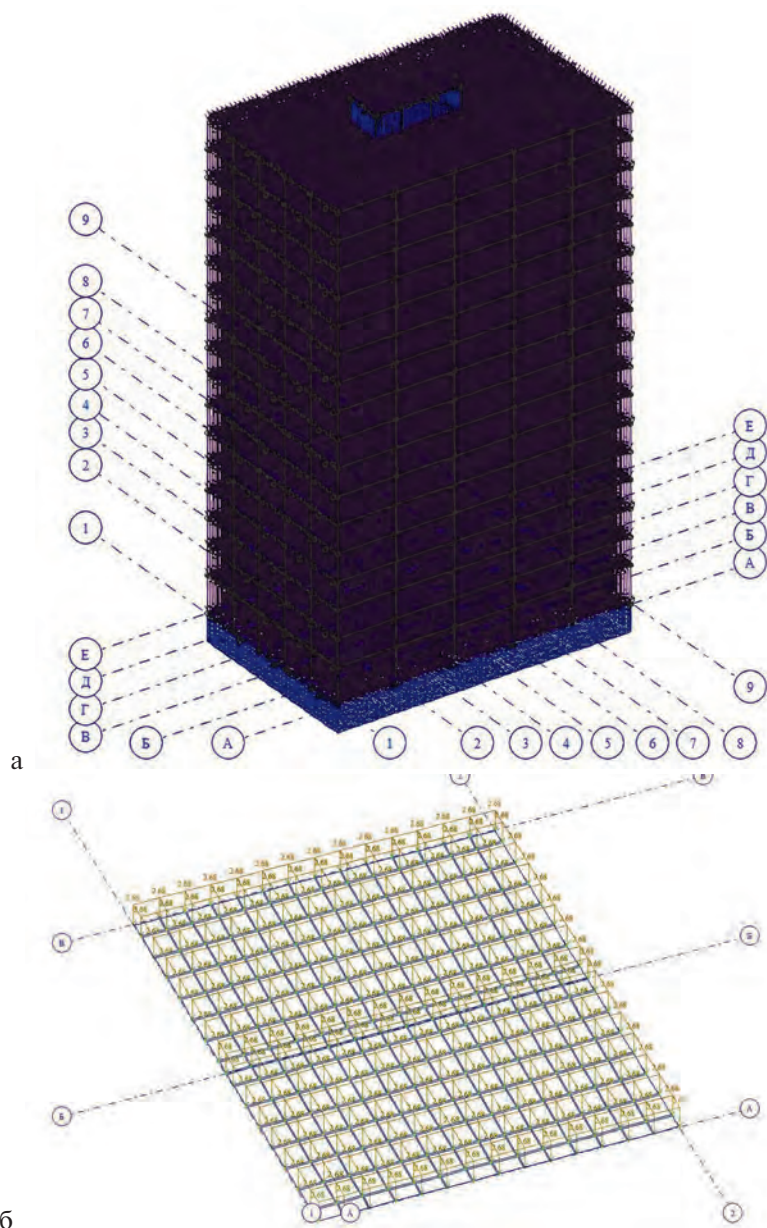


Рис. 2.20. Загрузка № 3. Нагрузка на всю расчетную схему (а) и фрагмент перекрытия с равномерно распределенной нагрузкой (б)

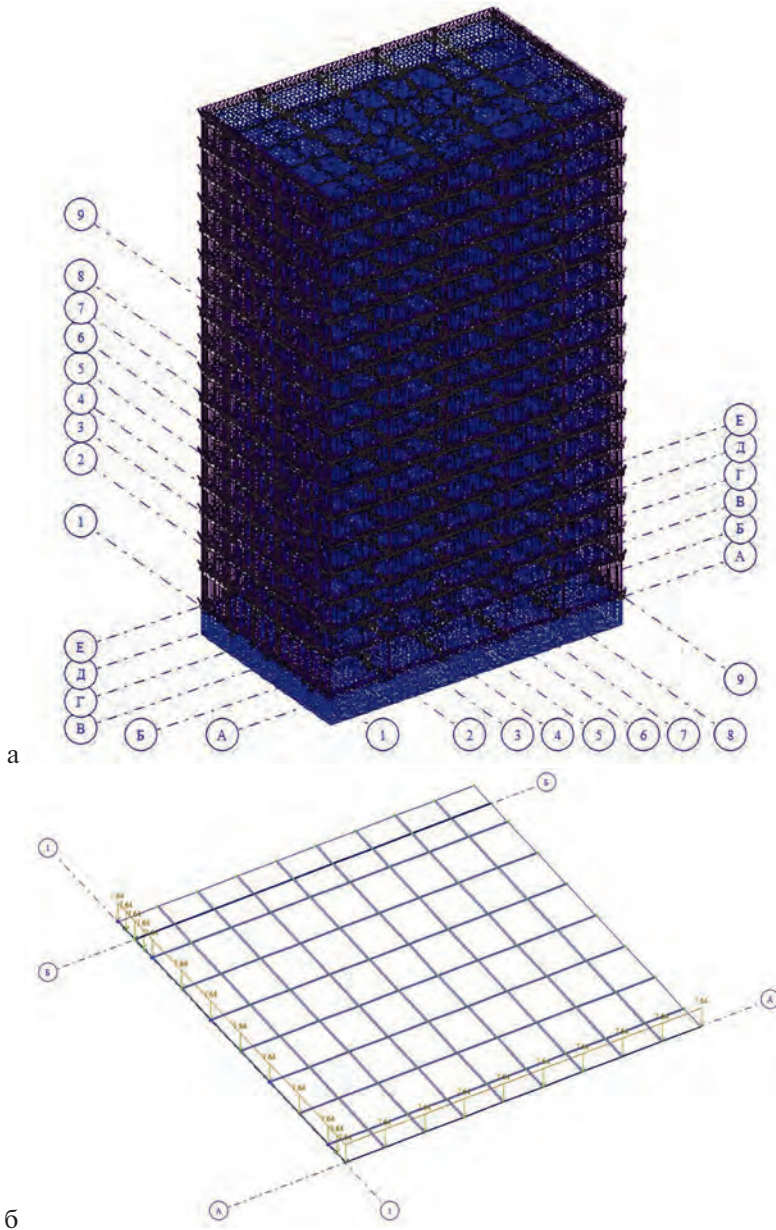


Рис. 2.21. Загружение № 4. Нагрузка на всю расчетную схему (а) и фрагмент перекрытия с нагрузкой на контурные балки типового этажа (б)

Загружение № 5, № 6, № 7.

Кратковременная нагрузка — полезная нагрузка на перекрытиях

Полезная нагрузка задаётся в виде равномерно распределённой по площади плиты перекрытия. На всех этажах прикладывается нагрузка с учётом коэффициента сочетания, учитывающего неодновременное загружение полной нагрузкой всех этажей. Для определения наиболее неблагоприятных усилий в балках

и плитах перекрытий на перекрытия подвала, первого, девятого и семнадцатого этажей прикладывалась полная полезная нагрузка. На рис. 2.22 показаны схемы приложения полезной нагрузки на перекрытия.

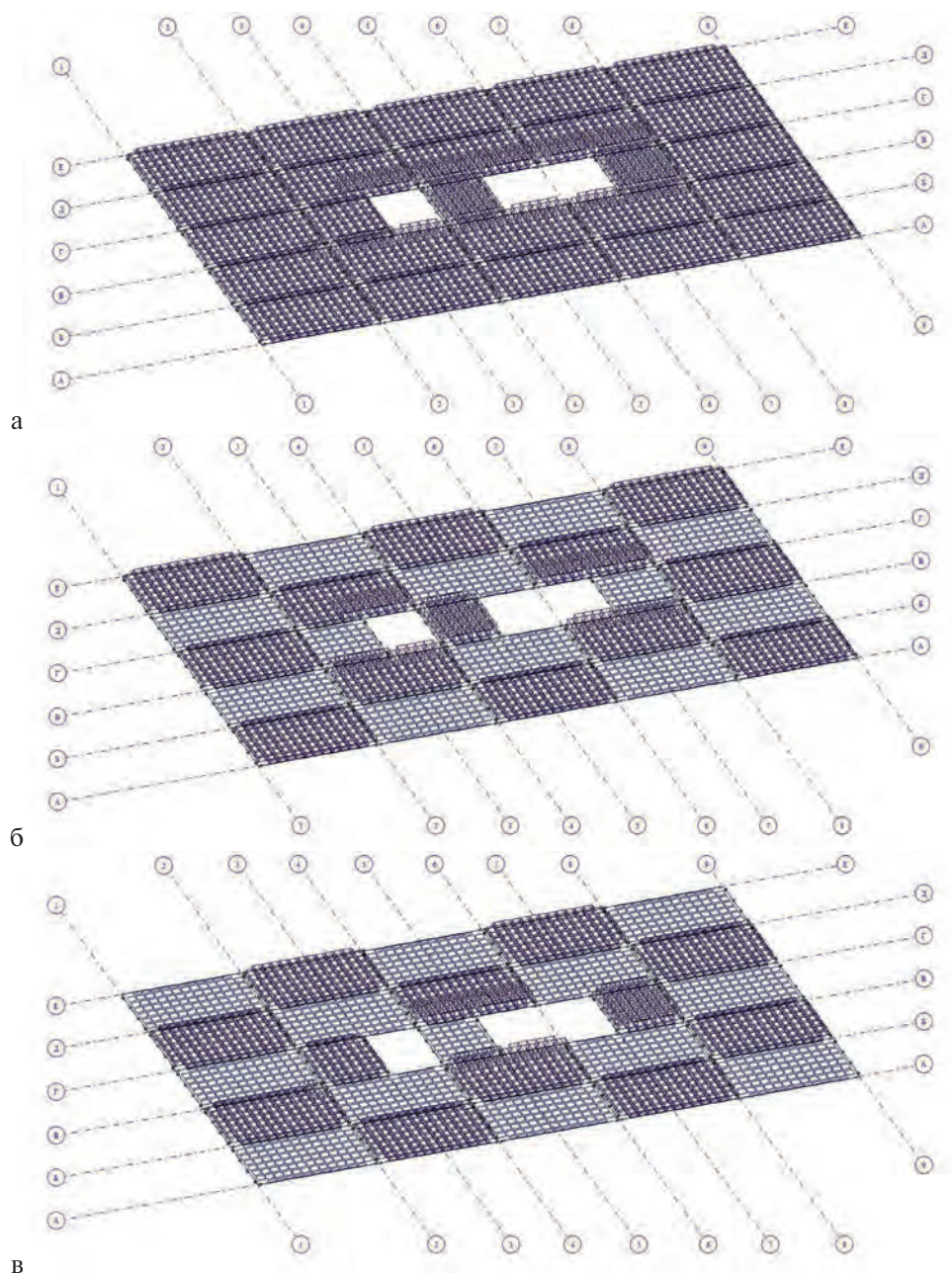


Рис. 2.22. Перекрытие типового этажа с приложенной полезной нагрузкой. а – загрузка № 5, равномерно распределенная нагрузка; б – загрузка № 6, неравномерная нагрузка вариант 1; в – загрузка № 7, неравномерная нагрузка вариант 2.

Загружение № 8. Кратковременная нагрузка – снеговая нагрузка на покрытии

Снеговая нагрузка прикладывается к плитам в виде равномерной нагрузки, распределённой по площади (рис. 2.23). Схема распределения снеговой нагрузки по зонам приведена на рис. 1.10.

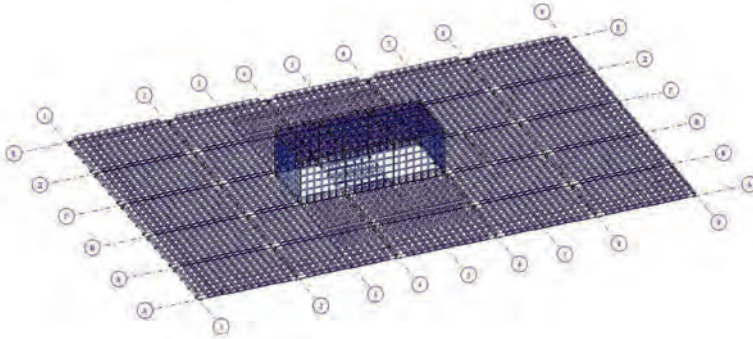


Рис. 2.23. Снеговая нагрузка на покрытии

Загружение № 9, № 10. Кратковременная нагрузка – средняя составляющая ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка прикладывалась в виде погонной нагрузки к контурным балкам перекрытий со стороны активного давления и отсоса наветренной и подветренной. Величина ветровой нагрузки определена в разделе 1.6.4 и зависит от отметки перекрытия и направления ветра вдоль буквенных или цифровых осей. Загружения 9 и 10 используются, как рабочие для определения перемещений и усилий с учётом пульсационной составляющей (рис. 2.24).

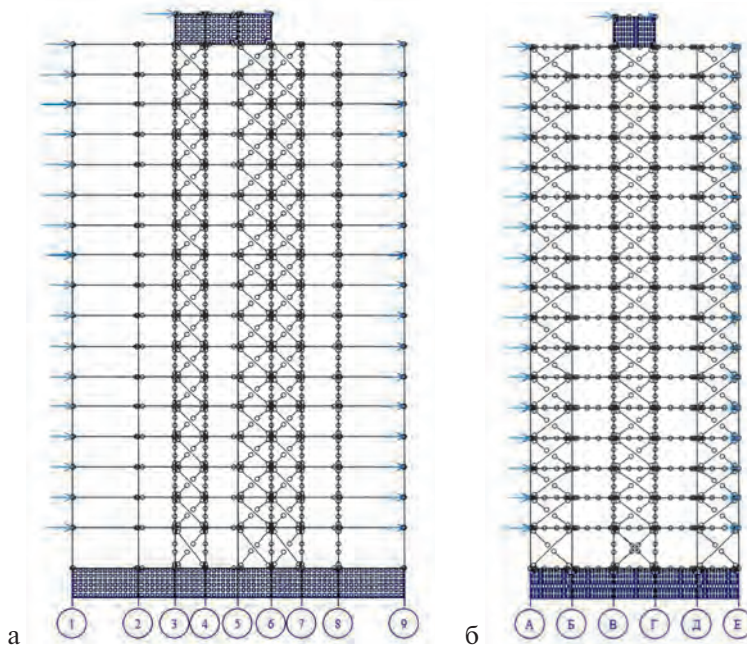


Рис.2.24. Средняя составляющая ветровой нагрузки при ветре вдоль буквенных осей (а) и при ветре вдоль цифровых осей (б)

Загружение № 11, № 12.

Ветровая нагрузка с учётом пульсационной составляющей

Ветровая нагрузка с учётом пульсационной составляющей определяется вычислительным комплексом. Для этого задаётся ветровой район и выполняется динамический расчёт. При проведении динамического расчёта определяются формы и частоты колебаний. Для этого необходимо задать массы, распределённые по зданию. Упругие свойства системы определяются расчётной схемой и жесткостными параметрами элементов каркаса. Массы сооружения, используемые при расчёте, определяются из загружений, нагрузки в которых возникают от силы тяжести. К таким загружениям относятся загрузки 1–5, 8. При проведении динамических расчётов используются нормативные значения нагрузок. Для перехода от расчётных значений к нормативным значениям используются переводные коэффициенты, обратные к усреднённым значениям коэффициентов надёжности по нагрузке, равные:

- Загружение № 1: $k=1/1,05=0,95$;
- Загружение № 2: $k=1/1,1=0,91$;
- Загружение № 3: $k=1/1,236=0,81$;
- Загружение № 4: $k=1/1,250=0,80$;
- Загружение № 5: $k=1/1,250=0,80$;
- Загружение № 8: $k=1/1,4=0,71$.

Расчёт по этим загружениям позволяет получить перемещения и усилия с учётом средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки. При проведении расчётов следует учитывать, что загрузки 11 и 12 одновременно действовать не могут.

Загружение № 13, № 14.

Кратковременная нагрузка — температурная нагрузка

Температурная нагрузка задаётся в виде перепада температуры по сечению элемента. Кроме перепада температур задаётся коэффициент линейного расширения, равный для стальных конструкций 0,000012, для железобетонных конструкций 0,00001. При формировании расчётных сочетаний нагрузок следует учитывать, что температурная нагрузка в тёплый период года не может действовать одновременно со снеговой нагрузкой из-за отсутствия снега летом. Температурная нагрузка показана на рис. 2.25 и 2.26.

2.7.3 Определение усилий и перемещений

Расчёт каркаса выполнен с применением вычислительного комплекса Лира-САПР. При проведении расчёта для каждого загружения определяются перемещения узлов и усилия в элементах несущей системы. В приложении 3 для справки представлены перемещения и усилия для двух загружений — собственного веса и ветра вдоль цифровых осей.

Для расчёта несущей способности рекомендуется использовать встроенные в вычислительные комплексы модули по формированию расчётных сочетаний усилий и проверки несущей способности стальных элементов конструкции.

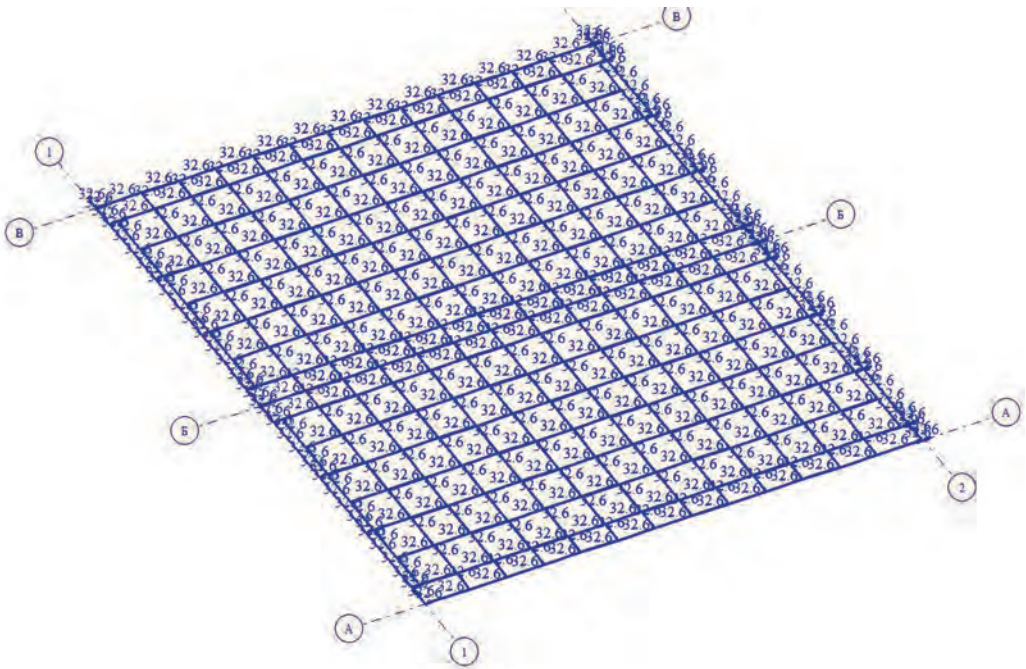


Рис. 2.25. Фрагмент перекрытия типового этажа с температурной нагрузкой в теплое время года.

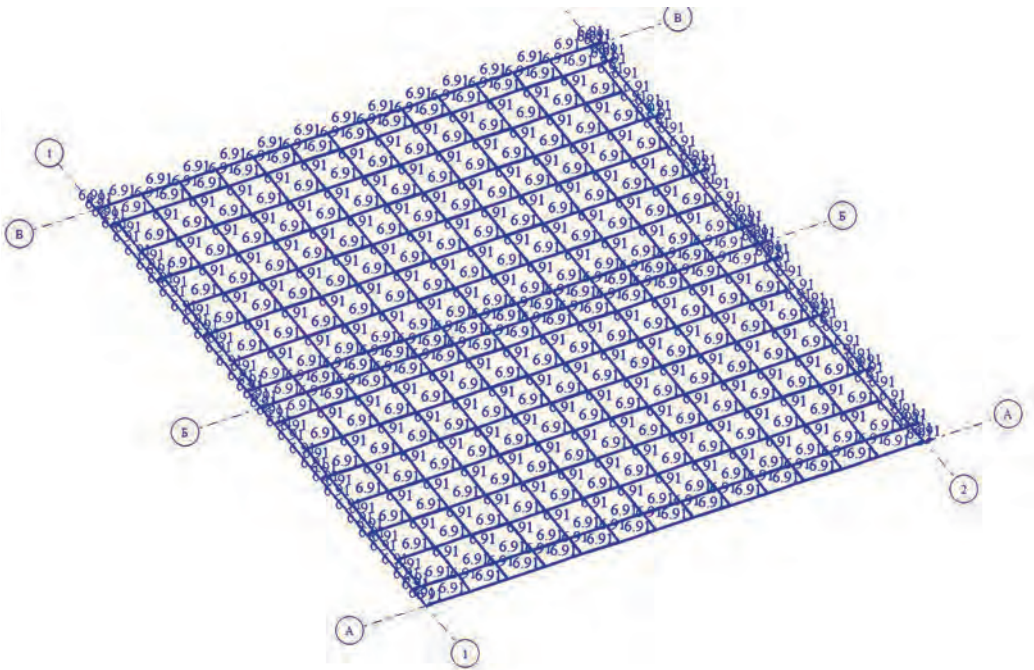


Рис. 2.26. Фрагмент перекрытия типового этажа с температурной нагрузкой в холодное время года.

С использованием возможностей комплексов следует полностью подобрать сечения элементов, при которых конструкция полностью отвечает требованиям методики предельных состояний.

При автоматизированном формировании сочетаний усилий используются особенности каждого из загружений. Необходимо указать вид нагрузки (постоянная, длительная, кратковременная и т.д.), средний коэффициент надёжности по нагрузке, является ли нагрузка знакопеременной (такой является ветровая нагрузка), может ли рассматриваемая нагрузка действовать совместно с другим нагрузкам (например зимняя температурная нагрузка действует только вместе со снеговой), входят ли нагрузки в группы взаимоисключающих воздействий (снеговая нагрузка не действует одновременно с летней температурой, ветер вдоль цифровых осей не действует при ветре вдоль буквенных осей и т.д.). В табл. 2.14 представлены признаки загружений для автоматизированного формирования расчётных сочетаний усилий.

Таблица 2.14
Признаки загружений для автоматизированного формирования расчётных сочетаний усилий

№	Наименование загрузки	Коеф-нт надёжности, γ_f	Знакопеременная нагрузка	Сопутствующие нагрузки	Группы взаимоисключающих нагрузок
1	Собственный вес МК	1,05	нет	-	-
2	Собственный вес ЖБ	1,1	нет	-	-
3	Пол/потолок/перегородки/покрытие	1,2	нет	-	-
4	Наружные стены	1,2	нет	-	-
5	Полезная равномерная	1,3	нет	-	1
6	Полезная неравномерная, вар. 1	1,3	нет	-	1
7	Полезная неравномерная, вар. 2	1,3	нет	-	1
8	Снег	1,4	нет	14	-
9	Ветер вдоль буквенных осей	-	-	-	-
10	Ветер вдоль цифровых осей	-	-	-	-
11	Пульсация (ветер вдоль буквенных осей)	1,4	да	-	2
12	Пульсация (ветер вдоль цифровых осей)	1,4	да	-	2
13	Температура лето	1,1	нет	-	3
14	Температура зима	1,1	-	8	3

Представленные в таблице признаки загружений учитываются при расчёте с учётом особенностей используемого вычислительного комплекса. В комплексах Лира, SCAD на экран выводится таблица, позволяющая ввести указанные признаки загружений для формирования сочетаний.

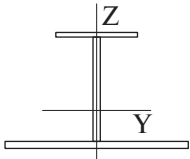
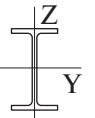
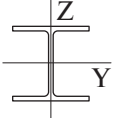
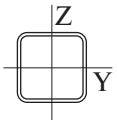
Для автоматизированной проверки сечений на формируемые сочетания усилий задаются расчётное сопротивление стали, коэффициент условия работы, тип конструкции (балка, колонна и т.п.), расчётные длины.

При определении расчётных длин колонн учтено наличие жёсткого диска перекрытий и развитой системы вертикальных связей. С учётом этого расчётная длина колонн и вдоль буквенных и вдоль цифровых осей равна высоте этажа. Балки в плоскости перекрытий закреплены на всём протяжении монолитными плитами перекрытий, поэтому в горизонтальной плоскости расчётная длина балок равна нулю. В вертикальной плоскости расчётная длина балок равна их пролёту. Расчётная длина элементов связей равна их геометрической длине между узлами связей и равна в плоскости связей половине длины элемента связи, из плоскости связей длине элемента связей.

В табл. 2.15 представлены параметры, используемые для расчёта элементов каркаса.

Таблица 2.15

Параметры, используемые для расчёта элементов второго варианта каркаса

Элемент каркаса	Эскиз сечения	Тип конструкции	Марка стали	Коэф. условия работы, γ_c	Расчётная длина, м	
					l_{efy}	l_{efz}
Балки по цифровым осям		Балка	С355	1	4.3	0
Балки по буквенным осям		Балка		1	6.8	0
Колонны		Колонна (подвал)		1	3.0	3.0
		Колонна (1 эт.)		1	4.2	4.2
		Колонна (2–17 эт.)		1	3.1	3.1
Связи		Стержень фермы (1 эт.)		1	6.01	6.01
		Стержень фермы (2–17 эт.)		1	5.3	5.3

2.8 РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

На рис. 2.27 показаны результаты проверки несущей способности стальных элементов.

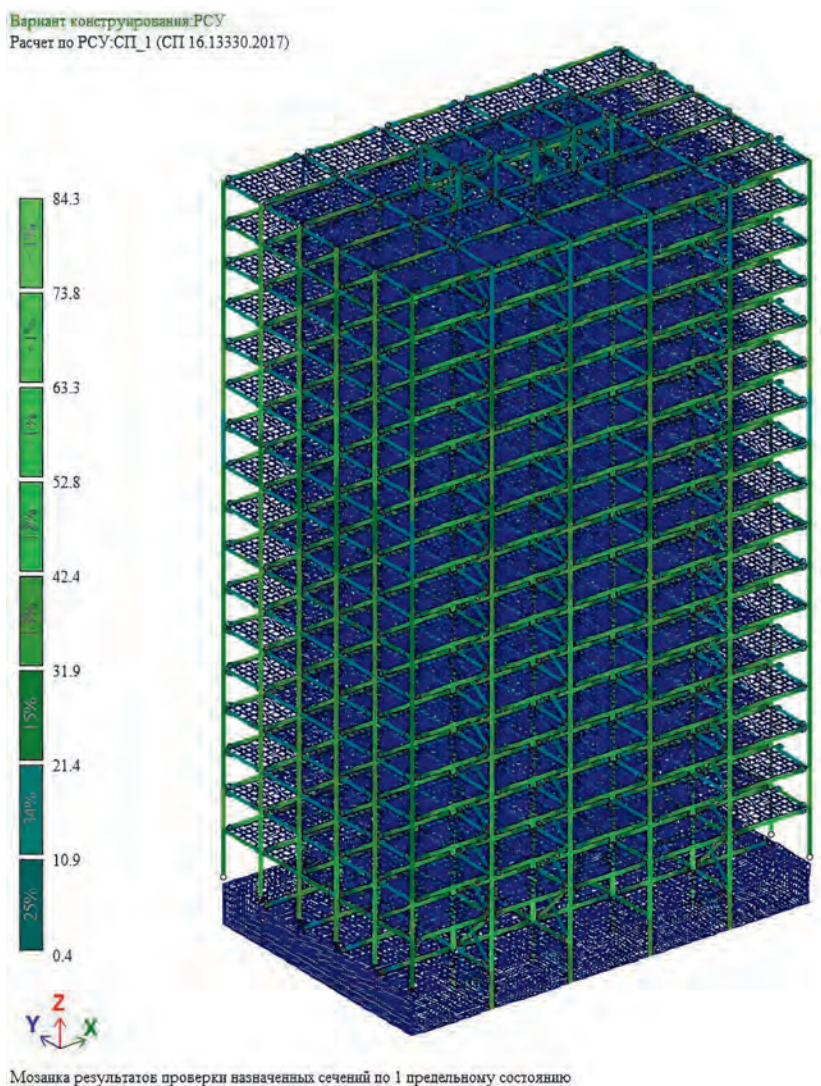


Рис. 2.27. Результаты проверки несущей способности каркаса

На основании проведённых расчётов прочность и устойчивость всех элементов каркаса обеспечена. Максимальное значение коэффициента использования составляет 84,3%.

Расчётные сочетания усилий для наиболее напряжённых элементов каркаса приведены в табл. 2.16. Для каждого конструктивного элемента следует выбрать несколько наиболее неблагоприятных сочетаний усилий. Для колонн и балок выбираются:

- наибольшая сжимающая сила N_{max} и соответствующий ей изгибающий момент $M_{соотв}$;
- наибольший (по абсолютной величине) изгибающий момент M_{max} и соответствующая ему продольная сила $N_{соотв}$;
- наибольшая поперечная сила $Q_{z, max}$ и $Q_{y, max}$ на опоре.

Для вертикальных связей наибольшая сжимающая сила N_{max} .

Максимальные усилия для каждой выбранной комбинации выделены в табл. 2.16 жирным шрифтом.

Таблица 2.16
Расчётные сочетания усилий в элементах каркаса

Элемент	N , кН	M_y , кН·м	Q_z , кН	M_z , кН·м	Q_y , кН	Загружения
Колонны подвала	-6259,9	310,6	-101,5	-61,7	-36,7	1 2 3 4 5 12 13
	-1576,9	-572,7	178,2	-10,0	-12,7	1 2 3 4 5 8 12 14
Колонны 1 эт. – 5 эт.	-5058,1	21,3	-3,5	49,7	16,8	1 2 3 4 5 12 13
	-3011,6	104,7	-27,1	16,2	6,8	1 2 3 4 5 8 12 14
Колонны 6 эт. – 11 эт.	-2890,3	3,5	-0,8	3,6	5,6	1 2 3 4 5 8 12 14
	-645,0	35,0	-21,1	10,1	6,4	1 2 3 4 5 12 13
Колонны 12 эт. – 17 эт.	-1415,0	0,8	-1,0	3,5	5,4	1 2 3 4 5 8 12 14
	-125,3	35,2	20,5	-2,8	1,6	1 2 3 4 5 8–12 14
Вертикальные связи	-1229,8	-	5,9	-8,6	-2,9	1 2 3 4 5 12 13
Балки вдоль цифровых осей	127,9	42,0	7,4	-	-	1 2 3 4 5 8–12 14
	-31,3	-	-55,1	-	2,1	1 2 3 4 7 8–11 14
	160,3	-	-2,4	-25,7	189,5	1 2 3 4 6 8–12 14
Балки вдоль буквенных осей	-3,1	99,0	4,0	-	-	1 2 3 4 5 8–12 14
	-70,3	-54,3	-181,1	-	1,7	1 2 3 4 5–11 13
	294,3	-	54,1	-11,0	110,4	1 2 3 4 5 8–12 14

При оценке жёсткости определяются максимальные перемещения балок и верха здания от действия сочетаний нормативных нагрузок. Коэффициенты сочетаний нагрузок для оценки жёсткости здания представлены в табл. 2.17.

Таблица 2.17
Сочетания нагрузок для проверки жёсткости каркаса

Номер загрузки	Коэффициенты сочетания				
	1	2	3	4	5
1	$1/1.05=0.95$	0.95	0.95	0.95	0.95
2	$1/1.1=0.91$	0.91	0.91	0.91	0.91
3	$1/1.24=0.81$	0.81	0.81	0.81	0.81
4	$1/1.25=0.80$	0.80	0.80	0.80	0.80
5	$1/1.3=0.77$	-	-	0.77	0.77
6	-	0.77	-	-	-
7	-	-	0.77	-	-
8	$1/1.4=0.71$	0.71	0.71	-	-
11	-	-	-	$1/1.4=0.71$	-
12	-	-	-	-	$1/1.4=0.71$

Сочетания 1, 2, 3 используются для проверки прогибов балок, сочетания 4 и 5 для проверки горизонтальных перемещений верха здания.

Перемещения каркаса сравниваются с допустимыми (табл. Д.1 и Д.3 СП 20.13330). Допустимые перемещения составляют:

- для балок пролётом 4.3 м: $1/172$ или 25 мм;
- для балок пролётом 6.8 м: $1/203$ или 33,5 мм;
- для горизонтальных перемещений верха здания при высоте здания от фундамента до покрытия надстройки 59.9 м: $1/500$ или 120 мм.

В табл. 2.18 представлены результаты проверки жёсткости конструктивного решения каркаса.

Таблица 2.18
Проверка жёсткости

Элемент	Перемещение, мм	Относительный прогиб	Предельный относительный прогиб
Балки по цифровым осям, пролёт 4,3 м	2,3	$1/1870$	$1/172$
Балки по буквенным осям, пролёт 6,8 м	23,7	$1/287$	$1/203$
Верх здания отметка 56,9 м, вдоль буквенных осей	63,7	$1/940$	$1/500$
Верх здания отметка 56,9 м, вдоль цифровых осей	115	$1/521$	$1/500$

Анализ результатов показал, что прогибы балок и горизонтальные перемещения верха здания не превышают предельно допустимых.

Оценка динамической комфортности для жилых зданий в соответствии с п. В.3а СП 20.13330 проверяется сравнением ускорений колебаний перекрытия верхнего этажа:

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

где v – перемещение от пульсационной нагрузки с коэффициентом 0.7, $f_1=0.173$ Гц первая частота собственных колебаний (см. табл. 2.19).

Таблица 2.19
Частоты собственных колебаний каркаса

№ формы	Круговая частота, Рад/с.	Частота, Гц.	Периоды, сек
1	1,087	0,173	5,777
2	1,182	0,188	5,314
3	1,250	0,199	5,022
4	5,061	0,806	1,241
5	5,518	0,879	1,138
6	6,772	1,078	0,927
7	11,221	1,787	0,560
8	11,276	1,796	0,557
9	11,423	1,819	0,550
10	11,895	1,894	0,528

Суммарные нормативные перемещения верха здания от средней и пульсационной составляющей ветра максимальны при действии ветра вдоль цифровых осей и составляют 122,4 мм. Нормативные перемещения от верха здания от средней составляющей ветровой нагрузки равны $83,2/1,4=59,4$ мм. Тогда расчётное значение перемещения от 0,7 доли нормативной пульсационной составляющей ветровой нагрузки равно:

$$v=0,7 \times (122,4-59,4)=44,1 \text{ мм}$$

Величина ускорения перекрытия верхнего этажа составляет:

$$44,1 \times (2 \times 3,14 \times 0,173)^2 = 52,1 \text{ мм/сек}^2.$$

Ускорение меньше предельно допустимого значения 80 мм/сек^2 , установленного в соответствии с п. Д.2.2 СП 20.13330. Таким образом, комфортность пребывания людей в здании обеспечена.

Кроме проверки перемещений необходимо оценить предельные прогибы исходя из физиологических требований в соответствии с п. Д.2.2 СП 20.13330. Проверка состоит в соблюдении условия:

$$f \leq f_u.$$

Прогиб конструкции f определяется от нормативной распределённой нагрузки:

$$q_n = \varphi_1 p + p_1 + q$$

φ_1 – коэффициент, определяемый по п. 6.7а СП 20.13330. В запас несущей способности принимается $\varphi_1 = 1$.

$p = 0,25$ кПа (для жилых помещений) и $p = 0,5$ кПа (для вестибюлей и фойе) – нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимается по табл. Д.2.

$p_{1, \text{комн}} = 1,5 \times 0,35 = 0,525$ кПа – пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытие в жилых помещениях (табл. 8.3, п. 1 с понижающим коэффициентом, равным 0,35).

$p_{1, \text{корид}} = 3,0 \times 0,35 = 1,05$ кПа – пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытие в жилых помещениях (табл. 8.3, п. 12а с понижающим коэффициентом, равным 0,35).

$q = 4,11$ кПа – нормативное значение нагрузки от веса перекрытия.

Суммарная нагрузка, от которой следует определять прогибы перекрытия при оценке зыбкости составляет:

– для жилых помещений:

$$q_n = \varphi_1 p + p_1 + q = 1 \times 0,25 + 0,525 + 4,11 = 4,89 \text{ кПа.}$$

Для определения прогибов от этой нагрузки можно использовать результаты расчёта конечно-элементной модели на действие нагрузки от веса сборных плит 3,605 кПа. От этой нагрузки максимальные прогибы балок, расположенным по цифровым осям составляют 7,4 мм, для балок, расположенным по буквенным осям 19,2 мм. Тогда перемещения от нагрузки q_n составят:

– для балок, расположенным по цифровым осям:

$$7,4 \times 4,89 / 3,605 = 10,04 \text{ мм.}$$

– для балок, расположенным по буквенным осям:

$$19,2 \times 4,89 / 3,605 = 26,04 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб равен:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30 \cdot n^2 (bp + p_1 + q)}$$

$g = 9,81$ м/с² – ускорение свободного падения.

$n = 1,5$ Гц – частота приложения нагрузки при ходьбе человека.

b – коэффициент, принимаемый по табл. Д.2.

$$b = 125 \cdot \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a \cdot l}}$$

$Q = 0,8$ кН – вес одного человека.

$\alpha = 1,0$ – коэффициент для элементов, рассчитываемых по балочной схеме.

$a = 6,8$ м – шаг балок.

$l = 4,3$ м – расчетный пролет элемента конструкции.

Для определения прогиба исходя из физиологических требований формируется отдельное загружение в расчетной схеме. Результаты расчета и оценка прогибов по физиологическим требованиям представлены в табл. 2.20.

Таблица 2.20

Оценка прогибов перекрытий исходя из физиологических требований

Наименование параметра	Жилые помещения	Вестибюли, фойе
Нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания p , кПа	0,250	0,500
Пониженное нормативное значение нагрузки p_1 , кПа	0,525	1,050
Нормативное значение нагрузки от веса перекрытия и опирающихся на него конструкций q , кПа	4,114	4,114
Частота приложения нагрузки n , Гц	1,5	1,5
Вес человека, кН	0,8	0,8
Коэффициент a	1,0	1,0
Шаг балок a , м	6,8	6,8
Пролётбалок L , м	4,3	4,3
Коэффициент b	41,352	29,240
Предельный прогиб $f_u = 9.81(p + p_1 + q) / (30n^2(bp + p_1 + q))$, мм	47,4	41,6
Прогиб от нагрузки q_n , мм	10,0	26,0

На основании проведённых расчётов прогибы перекрытия не превышают предельно допустимых, установленных из физиологических требований.

2.9 РАСЧЕТ УЗЛОВ

Для расчёта узлов каркаса используются расчётные сочетания усилий в элементах каркаса в узлах. Используются наиболее неблагоприятные усилия, определённые с учётом, в том числе расчёта на прогрессирующее обрушение. Наиболее неблагоприятные усилия в элементах каркаса с учётом всех расчётных ситуаций представлены в табл. 2.16.

2.9.1 Расчет базы колонны

В проектируемом многоэтажном здании колонны выполнены из двутавров. Крепление колонн к фундаментной плите жёсткое, к торцевым стенам (оси 1 и 9) шарнирное. В рамках курсового проекта рассчитывается наиболее нагруженная колонна подвала, жёстко прикрепленная к фундаменту. Узел крепления этой колонны показан на рис. 2.28.

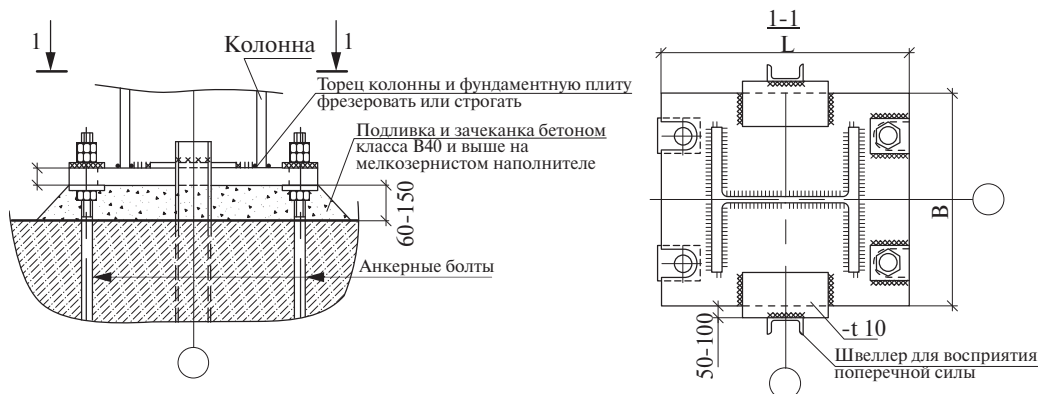


Рис. 2.28. Жёсткий узел крепления колонны к фундаменту

В многоэтажных зданиях изгибающие моменты в узле примыкания колонны к фундаменту относительно невелики, поэтому в анкерных болтах растяжение не возникает и их диаметр можно назначить конструктивно в пределах 20–36 мм. При использовании болтов диаметром 24 мм, примем диаметр отверстия (d) 30 мм. Тогда с учётом ограничений на расстояние от центра отверстия до края плиты $1.5d$ или 45 мм назначим величину свесов фундаментной плиты 150 мм. Для колонны из ранее подобранного сварного двутавра (высота сечения 420 мм, ширина 370 мм) размеры плиты составят:

- длина плиты $L=420+300=720$ мм;
- ширина плиты $B=370+300=670$ мм.

Окончательно размеры плиты в плане 720х670 мм.

По результатам расчёта в ПК Лира определены расчетные усилия в колоннах в местах опирания на фундамент (табл. 2.16). В жёстких узлах крепления колонны к фундаменту кроме продольной силы действуют изгибающие моменты в двух плоскостях и поперечные силы.

После определения размеров плиты проверим прочность бетона фундамента и необходимость расчёта болтов на растяжение. Расчётное сопротивление на сжатие бетона В40 (бетон фундамента) составляет 22 МПа.

Расчёт фундаментной плиты выполняется в следующей последовательности:

1. Из конструктивных соображений задаются размеры фундаментной плиты: длина L и ширина B .

2. Определяются геометрические характеристики фундаментной плиты: площадь: $A = LB$; момент сопротивления относительно оси Y : $W_y = \frac{BL^2}{6}$; момент сопротивления относительно оси Z : $W_z = \frac{LB^2}{6}$;

3. Определяются напряжения под фундаментной плитой

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_z}{W_z};$$

где σ_{\max} и σ_{\min} — соответственно максимальные и минимальные по абсолютной величине сжимающие напряжения. Максимальные сжимающие напряжения

сравниваются с расчётным сопротивлением бетона на смятие, который определяется по СП63.

4. Максимальные сжимающие напряжения под фундаментной плитой сравниваются с прочностью бетона на смятие.

5. Если под фундаментной плитой возникают растягивающие напряжения необходим расчёт анкерных болтов.

В табл. 2.21 выполнена проверка прочности бетона под опорной плитой колонны.

Таблица 2.21
Расчет базы колонны

Расчётные сочетания усилий	1	2
Длина плиты, см	72	72
Ширина плиты, см	67	67
Расстояние от оси болта до ближнего края плиты по оси Y, см	5	5
Расстояние от оси болта до ближнего края плиты по оси Z, см	5	5
A , см ²	4824	4824
W_y , см ³	57888	57888
W_z , см ³	53868	53868
N , кН	6259,9	1576,9
M_y , кН м	310,6	572,7
M_z , кН м	42,2	10
Эксцентриситет относительно оси Y e_y , см	4,96	36,32
Эксцентриситет относительно оси Z e_z , см	0,67	0,63
max напряжения в бетоне, МПа	19,126	13,348
min напряжения в бетоне, МПа	6,828	-6,810

На основании проведённого расчёта прочность бетона под опорной плитой обеспечена (максимальные сжимающие напряжения не превышают расчётного сопротивления бетона В40 на смятие). Отрыва плиты от фундамента не происходит, поэтому анкерные болты ставятся конструктивно.

Сварные швы, крепящие колонну к фундаментной плите, рассчитывают на продольное усилие и изгибающие моменты, действующие в опорном сечении. Расчёт сварных швов выполняется в следующей последовательности:

1. Определяются напряжения в нижнем сечении колонны:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_z}{W_z},$$

где A — площадь сечения колонны, W_y и W_z — моменты сопротивления сечения колонны относительно осей Y и Z.

2. Если напряжения по всему сечению сжимающие, то определяется усилие в полке колонны и на 15% от этого усилия рассчитываются угловые швы по полке.

$$N_f = 0.15 A_f \sigma_{max}$$

3. Если напряжения на части сечения растягивающие, то определяется растягивающее усилие в полке колонны и на него производится расчёт угловых швов на полке колонны

$$N_f = A_f \sigma_{min}$$

В табл. 2.22 выполнен расчёт сварных швов, крепящих колонну к фундаментной плите. Расчёт выполняется по металлу шва, как более опасному сечению.

Таблица 2.22
Расчет сварных швов базы колонны

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
N , кН	6259,9	1576,9
M_y , кН м	310,6	572,7
M_z , кН м	61,7	10
Площадь сечения A , см ²	386,00	389,65
Момент сопротивления W_y , см ³	5841,60	5841,60
Момент сопротивления W_z , см ³	1827,90	1827,90
Площадь сечения полки A_f , см ²	148,00	148,00
Ширина полки b_f , см	37,00	37,00
max напряжения в колонне, кН/см ²	24,910	14,398
min напряжения в колонне, кН/см ²	7,525	-6,304
Усилие в полке колонны N_f , кН	553,00	319,63
Расчётное сопротивление металла шва (электрод Э50), кН/см ²	21,50	21,50
Катет шва, см	0,99	0,57

С учётом проведённого расчёта колонна приваривается к фундаментной плите угловыми сварными швами с катетом 10 мм.

Наличие значительных поперечных сил в опорном сечении колонн требует устройства анкерных упоров для восприятия поперечных сил. Анкерные упоры базы обычно выполняются из прокатных швеллеров. После установки колонны в проектное положение к фундаментной плите и швеллеру приваривается монтажная накладка. Монтажная накладка устанавливается или сверху (более простой монтаж), или снизу (уменьшается эксцентриситет и изгибающие моменты в упорах) Расчет анкерных упоров выполняется в следующей последовательности:

1. Задаются профилем упора. Обычно в качестве упора выбирается швеллер, расположенный так, чтобы стенка была параллельна оси, вдоль которой действует максимальная поперечная сила.

2. С учётом эксцентриситета крепления низа колонны относительно верха фундамента определяются изгибающие моменты в упорах:

$$M_y = Q_z e \quad M_z = Q_y e,$$

где Q_y и Q_z – поперечные силы вдоль соответствующих осей, M_y и M_z – изгибающие моменты относительно соответствующих осей, e – эксцентриситет приложения поперечных сил относительно верха фундамента

3. Определяются касательные напряжения в стенке и полках и проверяется прочность упора на срез.

$$\tau_w = \frac{Q_z}{nA_w} \leq R_s \gamma_c \quad \tau_f = \frac{Q_y}{nA_f} \leq R_s \gamma_c,$$

где A_w и A_f – площади стенки и полки соответственно для одного анкерного упора, n – число анкерных упоров, $R_s \gamma_c$ – произведение расчётного сопротивления на срез и коэффициента условия работы.

4. Определяются максимальные нормальные напряжения, и проверяется прочность анкерного упора на изгиб:

$$\sigma = \frac{M_y}{nW_y} + \frac{M_z}{nW_z} \leq R_y \gamma_c,$$

где W_y и W_z – моменты сопротивления относительно осей Y и Z, R_y – расчётное сопротивление по пределу текучести.

5. Определяются нормальные напряжения в стенке и полках.

$$\sigma_w = \frac{0.5M_y h_w}{nI_y} \quad \sigma_f = \frac{M_z}{nW_z},$$

где h_w – высота стенки, I_y – момент инерции относительно оси Y, W_z – момент сопротивления относительно оси Z.

6. Определяются приведённые напряжения и проверяется прочность анкерного упора на совместное действие нормальных и касательных напряжений в стенке и полках.

$$\sigma_{np,w} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq R_y \gamma_c \quad \sigma_{np,f} = \sqrt{\sigma_f^2 + 3\tau_f^2} \leq R_y \gamma_c$$

где $\sigma_{np,w}$ и $\sigma_{np,f}$ – приведённые напряжения в стенке и полке соответственно.

7. Задаются катетом шва и проверяют прочность сварных швов, крепящих монтажную накладку к анкерному упору

$$- \text{ по металлу шва } \frac{\sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1$$

$$- \text{ по металлу границы сплавления } \frac{\sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1,$$

где β_f и β_z – коэффициенты по табл. 39 СП16, k_f – катет шва, R_{wf} и R_{wz} – расчётные сопротивления металла шва и металла границы сплавления соответственно.

В курсовом проекте анкерные упоры выполняются из прокатного швеллера 14п. Величина зазора между фундаментом и фундаментной плитой принята 70 мм. В связи с тем, что:

$$\beta_f R_{wf} = 0,7 \times 21,5 = 15,1 \text{ кН/см}^2 < \beta_z R_{wz} = 1 \times 0,45 \times 46 = 20,7 \text{ кН/см}^2$$

расчёт выполняется по металлу шва. Расчёт анкерных упоров выполнен в табл. 2.23.

Таблица 2.23
Расчет анкерных упоров

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
Q_y , кН	101,5	178,2
Q_z , кН	36,7	12,7
Эксцентриситет e , см	15,5	15,5
M_y , кН см	1573,25	2762,1
M_z , кН см	568,85	196,85
Число упоров	2	2
Момент сопротивления W_y , см ³	70,40	70,40
Момент сопротивления W_z , см ³	12,90	12,90
Момент инерции I_y , см ⁴	493	493
Высота профиля h , см	14	14
Ширина полки b_f , см	5,8	5,8
Толщина полки t_w , см	0,81	0,81
Площадь сечения полок A_f , см ²	9,40	9,40

Продолжение таблицы 2.23
Расчет анкерных упоров

Параметр	Варианты расчётных усилий	
	1	2
Высота стенки h_w , см	12,38	12,38
Толщина стенки t_w , см	0,49	0,49
Площадь сечения стенки A_w , см ²	6,07	6,07
Касательные напряжения в стенке, кН/см ²	4,10	7,20
Касательные напряжения в полках, кН/см ²	1,95	0,68
Суммарные нормальные напряжения в упоре, кН/см ²	33,22	19,62
Нормальные напряжения в стенке, кН/см ²	9,88	17,34
Нормальные напряжения в полке, кН/см ²	22,05	7,63
Приведённые напряжения в стенке, кН/см ²	12,16	21,36
Приведённые напряжения в полке, кН/см ²	22,31	7,72
Расчётное сопротивление металла шва (электрод Э50), кН/см ²	21,50	21,50
Требуемый катет шва, см	0,28	0,46

На основании проведённого расчёта прочность анкерного упора обеспечена (нормальные и приведённые напряжения меньше расчётного сопротивления по пределу текучести 34,5 кН/см², касательные напряжения меньше расчётного сопротивления на срез, равного $0,58 \times 34,5 = 20,0$ кН/см²). Катет сварного шва принимается равным 10 мм по конструктивным соображениям, что превышает расчётный катет шва.

Для определения толщины опорной плиты используем известную методику.

8. Определяем диаметры условных окружностей эквивалентных по площади прямоугольникам, ограниченным габаритами сечения колонны и плиты:

$$a = \sqrt{\frac{4LB}{\pi}}; \quad b = \sqrt{\frac{4hb}{\pi}};$$

9. Определяются коэффициенты k_r и k_τ интерполяцией в зависимости от отношения $\beta = b/a$

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

10. Определяется условная продольная сила, действующая на опорную плиту:

$$N = \sigma LB$$

где σ – максимальные напряжения в бетоне (табл. 2.21)

11. Определяются изгибающие моменты в опорной плите:

– радиальные $M_r = k_r N$ – тангенциальные $M_\tau = k_\tau N$

12. Определяются нормальные напряжения в опорной плите:

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

13. Касательные напряжения в опорной плите:

$$\tau = \frac{N}{\pi b t}$$

14. Проверка прочности опорной плиты

$$\frac{0,87}{R_c \gamma_c} \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r \sigma_\tau + 3\tau^2} \leq 1$$

Проверка прочности опорной плиты толщиной 85 мм из стали С355 выполнена в таблице 2.24.

Таблица 2.24
Расчет опорной плиты

Максимальные напряжения в бетоне, кН/см ²	1,913
Высота колонны, см	43,8
Ширина колонны, см	37,0
Длина плиты, см	72
Ширина плиты, см	67
Толщина плиты, см	8,5
Расчётное сопротивление, кН/см ²	30
Диаметр a , см	78,4
Диаметр b , см	45,4
Отношение b/a	0,58
Коэффициент k_r	0,0227
Коэффициент k_τ	0,0410
Сила N , кН	9228,31
Радиальный момент, кН см	209,218
Тангенциальный момент, кН см	378,770
Радиальные напряжения, кН/см ²	17,375
Тангенциальные напряжения, кН/см ²	31,455
Касательные напряжения, кН/см ²	7,610
Коэффициент использования	0,879

Коэффициент использования меньше единицы, прочность опорной плиты обеспечена.

2.9.2 Расчет монтажного стыка колонны

В курсовом проекте выполняется расчёт одного из монтажных узлов соединения отправочных элементов колонны. На рис. 2.29 показан фланцевый монтажный узел в месте соединения колонны подвала (составной двутавр —370х40 (полка), —360х25 (стенка)) с колонной первого этажа (составной двутавр —400х21 (полка), —360х13 (стенка)) и распределение усилий и напряжений в этом узле.

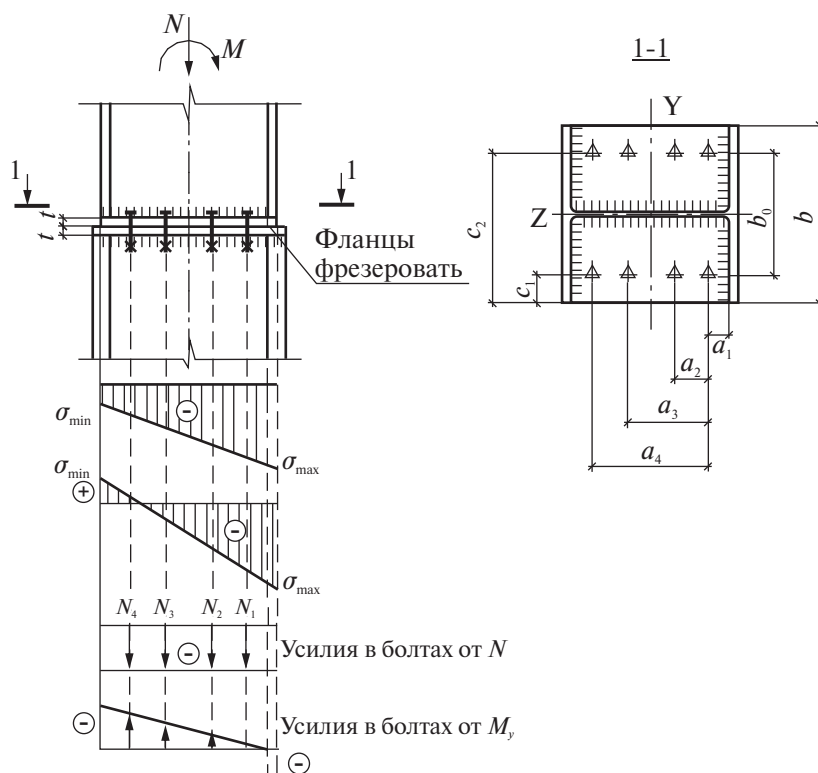


Рис. 2.29. Монтажный узел колонн

Для рассматриваемого монтажного узла расчётные усилия, действующие в монтажном узле, представлены в (табл. 2.16). Расчётные усилия для средней части колонны действуют как раз в месте сопряжения с нижней частью колонны и составляют:

$$N = -2890,3 \text{ кН}; M_y = 3,50 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_z = 3,60 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N = -645,0 \text{ кН}; M_y = 35,00 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_z = 10,10 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Последовательность расчёта фланцевого монтажного узла следующая.

1. Определяются нормальные напряжения:
– в наиболее сжатом волокне сечения:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

- в наиболее растянутом волокне сечения:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_z}{W_z}$$

где A , W_y , W_z – геометрические характеристики средней части колонны.

2. Если всё сечение сжато, то болты, соединяющие отправочные элементы ставятся конструктивно.

3. Если часть сечения растянута выполняется расчёт болтов. Для этого можно использовать принцип суперпозиции и рассмотреть каждое из силовых воздействий по отдельности, а затем суммировать их и получить усилия в наиболее нагруженных болтах:

$$N_{\max} = \frac{M_y a_{\max}}{m \sum a_i^2} + \frac{M_z c_{\max}}{k \sum c_i^2} - \frac{N}{n},$$

где a_i и c_i – расстояния от точки поворота сечения до болтов по оси Z и Y соответственно, m и k – число болтов в ряду параллельном оси Y и оси Z соответственно, n – число болтов в узле.

Расчёт фланцевого монтажного узла выполнен в табл. 2.25.

Таблица 2.25
Расчет фланцевого монтажного узла

Продольная сила N , кН	2890,30	645,00
Изгибающий момент M_y , кН м	3,50	35,00
Изгибающий момент M_z , кН м	3,60	10,10
Число болтов в узле n	8	8
Площадь сечения A , см ²	170,80	170,80
Момент сопротивления W_y , см ³	2280,90	2280,90
Момент сопротивления W_z , см ³	776,10	776,10
Максимальные сжимающие напряжения, кН/см ²	17,539	6,612
Минимальные сжимающие напряжения, кН/см ²	16,305	0,940

На основании проведённого расчёта можно сделать вывод о том, что в монтажном стыке колонн нижнего и среднего яруса не возникают растягивающие напряжения. Таким образом, болты в соединении устанавливаются конструктивно. Принимаем 8 болтов класса 8.8 диаметром 16 мм.

2.9.3 Расчет узла крепления балки с колонной

Балки с колоннами в связевом каркасе крепятся шарнирно. Рассмотрим конструкцию и расчёт крепления балок к колоннам. На рис. 2.30 показан узел крепления балок к колоннам.

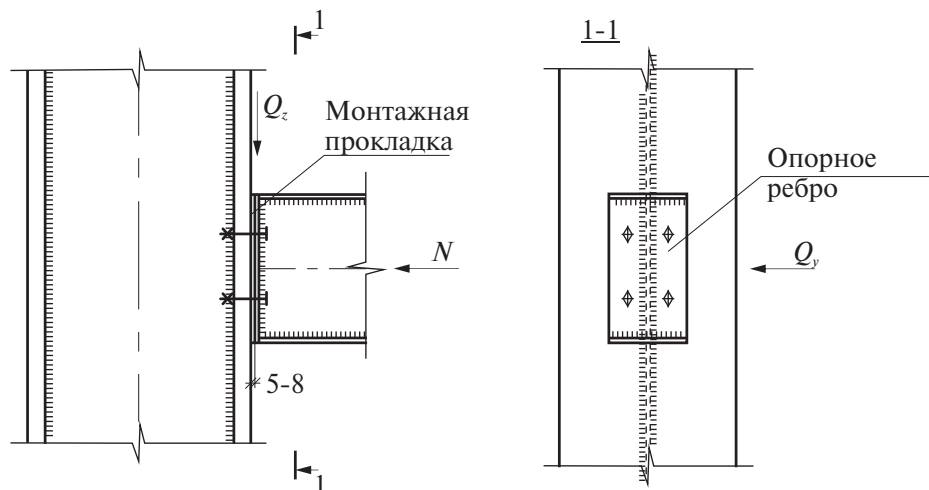


Рис. 2.30. Узел крепления балок к колоннам

Расчёт указанного на рис. 2.34 узла выполняется в следующей последовательности.

1. Назначаются толщина опорного ребра, болты, диаметр отверстий и их расположение. Толщина опорного ребра назначается в пределах 10–20 мм и не больше толщины полки колонны.

2. Определяется несущая способность болта:

– на срез $N_{bs} = AR_{bs}\gamma_c\gamma_b n$

– смятие $N_{bp} = R_{bp} d \sum t \gamma_c \gamma_b$.

Минимальное из этих двух значений $N_{b,min}$ в дальнейшем используется для проверки несущей способности на срез.

3. При действии в узле растягивающих продольных усилий определяется несущая способность болта на растяжение $N_{bt} = R_{bt} A_n \gamma_c$

4. При действии в узле поперечных сил в направлении одной оси (Q_y или Q_z) расчёт болтов на сдвиг ведётся по величине этой силы. При действии поперечных сил по двум осям определяется равнодействующая:

$$Q = \sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}.$$

На действие этой силы выполняется расчёт болтов.

5. Проверяется несущая способность на сдвиг и растяжение.

В качестве примера выполним расчёт узла крепления балок, расположенных по цифровым осям, к колоннам. Расчёт выполняется на ранее определённые расчётные усилия (табл. 2.16). В табл. 2.26 выполнен расчёт узла крепления балки к колонне.

Таблица 2.26
Расчет узла соединения балки с колонной

Продольная сила N , кН	-31,30	160,30
Поперечная сила Q_y , кН	2,10	189,50
Поперечная сила Q_z , кН	55,10	2,40
Равнодействующая поперечная сила Q , кН	55,14	189,52
Класс болтов	8,8	8,8
Диаметр болта, см	2,0	2,0
Площадь сечения A_b , см ²	3,14	3,14
Площадь сечения болта нетто A_{bn} , см ²	2,45	2,45
Число болтов в узле n	4	4
Толщина опорного ребра t , см	1,20	1,20
Расчётное сопротивление болта на срез R_{bs} , кН/см ²	33,2	33,2
Расчётное сопротивление на смятие R_{bp} , кН/см ²	62,0	62,0
Расчётное сопротивление на смятие R_{bt} , кН/см ²	45,1	45,1
Коэффициент условия работы болта	0,9	0,9
Число плоскостей трения n	1	1
Несущая способность болта на срез, кН	93,82	93,82
Несущая способность соединения на смятие, кН	133,92	133,92
Минимальная несущая способность на срез и смятие, кН	93,82	93,82
Несущая способность болта на растяжение, кН	110,50	110,50
Несущая способность всех болтов в соединении на срез и смятие, кН	375	375
Несущая способность болтов на совместный срез и растяжение, кН	0,16	0,62

На основании проведённого расчёта прочность болтового соединения обеспечена.

2.10 РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Требуемый предел огнестойкости строительных конструкций определяется по табл. 21 ФЗ № 123 в зависимости от степени огнестойкости здания. Для проектируемого здания принята I степень огнестойкости. Тогда для несущих элементов требуемый предел огнестойкости составляет R120. Для расчета огнестойкости стальных конструкций необходимо определить приведенную толщину металла:

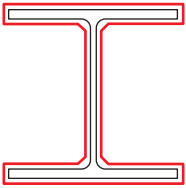
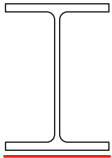
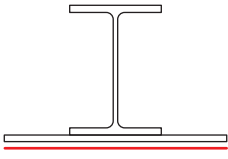

$$\delta_{np} = \frac{A}{P}$$

A – площадь поперечного сечения элемента конструкции, см^2 ;

P – периметр обогреваемой поверхности, см .

В проектируемом здании принято, что колонны и вертикальные связи подвергаются огневому воздействию по всему периметру, а балки только по нижней полке. В табл. 2.27 приведены поперечные сечения основных конструктивных элементов (колонн, балок, вертикальных связей) и значение приведенной толщины металла для каждого из элементов.

Таблица 2.27
Приведенная толщина металла

Элемент	Сечение	Эскиз	Площадь поперечного сечения A , см^2	Периметр обогреваемой поверхности P , см	Приведенная толщина металла δ , см
Колонны подвала	-370x40 (полка) -360x25 (стенка)		386,0	231,0	1,67
Колонны (1 эт. – 5 эт.)	-400x21 (полка) -360x13 (стенка)		214,8	237,8	0,90
Колонны (6 эт. – 11 эт.)	-350x19 (полка) -310x12 (стенка)		170,2	207,2	0,82
Колонны (12 эт. – 17 эт.)	-250x15 (полка) -220x10 (стенка)		97,0	148,0	0,66
Балки вдоль буквенных осей	-180x11 (полка) -220x7 (стенка)		55,0	18,0	3,06
Балки вдоль цифровых осей	-100x20 (верхняя полка) -230x10 (нижняя полка) -250x8 (стенка)		63,0	25,0	2,52
Вертикальные связи	тр.180x8		52,84	72	0,73

На рис. 2.31 показана номограмма прогрева незащищенных стальных конструкций при критической температуре 500°C , приведенная в [12].

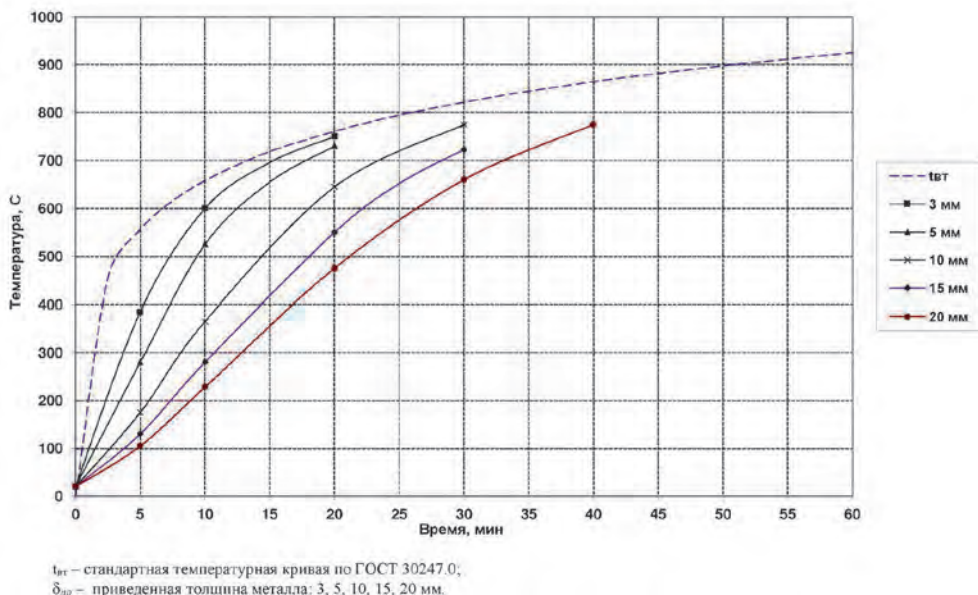


Рис. 2.31 Номограмма прогрева незащищенных стальных конструкций при критической температуре 500°C

По номограмме интерполяцией определяем фактический предел огнестойкости для рассматриваемых конструкций:

- Колонны (подвал) — 18,4 мин;
- Колонны (1 эт. — 5 эт.) — 13,4 мин;
- Колонны (6 эт. — 11 эт.) — 12,5 мин;
- Колонны (12 эт. — 17 эт.) — 10,8 мин;
- Балки вдоль буквенных осей — 21 мин (принято для $\delta=20$ мм);
- Балки вдоль цифровых осей — 21 мин (принято для $\delta=20$ мм);
- Вертикальные связи — 11,8 мин.

При фактическом пределе огнестойкости меньше требуемого (90 мин) требуется огнезащита. В [12] приведены графики для подбора требуемой толщины огнезащитного покрытия для разных типов материалов. Для балок и колонн принимаем конструктивную огнезащиту из огнестойких гипсокартонных листов. Для них по графику, приведенному в [12, рис. 12] определяем требуемую толщину плит. Для рассматриваемых конструкций принимаем:

- Колонны (подвал) — лист толщиной 15 мм;
- Колонны (1 эт. — 5 эт.) — лист толщиной 25 мм;
- Колонны (6 эт. — 11 эт.) — лист толщиной 25 мм;
- Колонны (12 эт. — 17 эт.) — лист толщиной 30 мм;

- Балки вдоль буквенных осей – лист один слой 12,5 мм;
- Балки вдоль цифровых осей – лист один слой 12,5 мм.

Для вертикальных связей, расположенных внутри кладки из газобетонных блоков, принимаем покрытие с огнезащитной облицовкой из цементно-песчаной штукатурки. Для него по графику, приведенному в [12, рис. 16] определяем требуемую толщину штукатурного состава. Для вертикальных связей интерполяцией принимаем 20 мм.

2.11 РАСЧЕТ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ

В соответствии с приложением Б ГОСТ 27751-2014 жилые здания высотой более 5 этажей относятся к зданиям с массовым нахождением людей, в связи с чем рекомендуется выполнять расчет на устойчивость здания к прогрессирующему обрушению. Расчет выполняется в соответствии с СП 385.1325800 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения».

Расчет выполнен на сочетание нагрузок, включающее постоянные и длительные временные нагрузки, с учетом изменения расчетной схемы здания и сооружения в результате локального разрушения. (п. 6.1 СП 385.1325800.2018). Коэффициенты надежности по нагрузке приняты равными 1,0 (п. 6.2 СП 385.1325800.2018). Коэффициенты сочетаний нагрузок приняты равными 1,0.

При расчетах зданий и сооружений на особые воздействия расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимают равными их нормативным значениям согласно п. 5.1 СП 385.1325800.2018.

Коэффициент условий работы особого предельного состояния для сталей с физическим пределом текучести принят равным 1,1 (п. 5.3 СП 385.1325800.2018).

В расчетной схеме заданы расчетные нагрузки с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f , таким образом, коэффициенты k для перехода к нормативным значениям нагрузок и учета длительной части кратковременных нагрузок определены по формуле:

$$k = \text{доля длительности} \cdot \frac{1}{\gamma_f}$$

Доля длительности соответствует пониженным значениям нормативных нагрузок, приведенным в СП 20.13330 в зависимости от типа нагрузки. Для кратковременной нагрузки от веса людей см. п. 8.2.3, для снеговой нагрузки – п. 10.11.

Значения коэффициентов k приведены в табл. 2.28. Знак «-» означает, что данное загрузение не учитывалось при расчете на прогрессирующее разрушение.

Таблица 2.28
*Коэффициенты к расчетным нагрузкам для перехода
к нормативным значениям нагрузок и учета длительной
части кратковременных нагрузок при расчете
на прогрессирующее разрушение*

№	Наименование	Тип нагрузки	Коэффициент k
1	Собственный вес МК	Постоянная	$1/1,05=0,95$
2	Собственный вес ЖБ	Постоянная	$1/1,1=0,91$
3	Пол/потолок/перегородки/покрытие	Постоянная	$1/1,1=0,91$
4	Наружные стены	Постоянная	$1/1,1=0,91$
5	Полезная равномерная	Кратковременная	$0,35 \times 1/1,3=0,27$
6	Полезная неравномерная, вар. 1	Кратковременная	$0,35 \times 1/1,3=0,27$
7	Полезная неравномерная, вар. 2	Кратковременная	$0,35 \times 1/1,3=0,27$
8	Снег	Кратковременная	$0,5 \times 1/1,4=0,36$
9	Ветер вдоль буквенных осей	Кратковременная	-
10	Ветер вдоль цифровых осей	Кратковременная	-
11	Пульсация (ветер вдоль буквенных осей)	Кратковременная	-
12	Пульсация (ветер вдоль цифровых осей)	Кратковременная	-
13	Температура лето	Кратковременная	-
14	Температура зима	Кратковременная	-

В соответствии с приложением Б [3] расчет выполняется квазистатическим методом.

Для каркаса многоэтажного здания рассмотрены следующие сценарии аварийных ситуаций:

- Вариант 1. Разрушение угловой колонны первого этажа (рис. 2.32).
- Вариант 2. Разрушение центральной наиболее нагруженной колонны подвального этажа (рис. 2.33).

Расчетные схемы и коэффициенты использования конструкций для каждого из рассмотренных вариантов аварийной ситуации представлены на рис. 2.34, 2.35.

В соответствии с результатами расчета коэффициенты использования элементов каркаса не превосходят 100%. Таким образом, несущая способность каркаса обеспечена, прогрессирующего (лавинообразного) разрушения не происходит.

Прогибы изгибаемых элементов при расчете на прогрессирующее разрушение не превышают $1/30$ пролета (п. 5.4 СП 385.1325800.2018 выполняется).

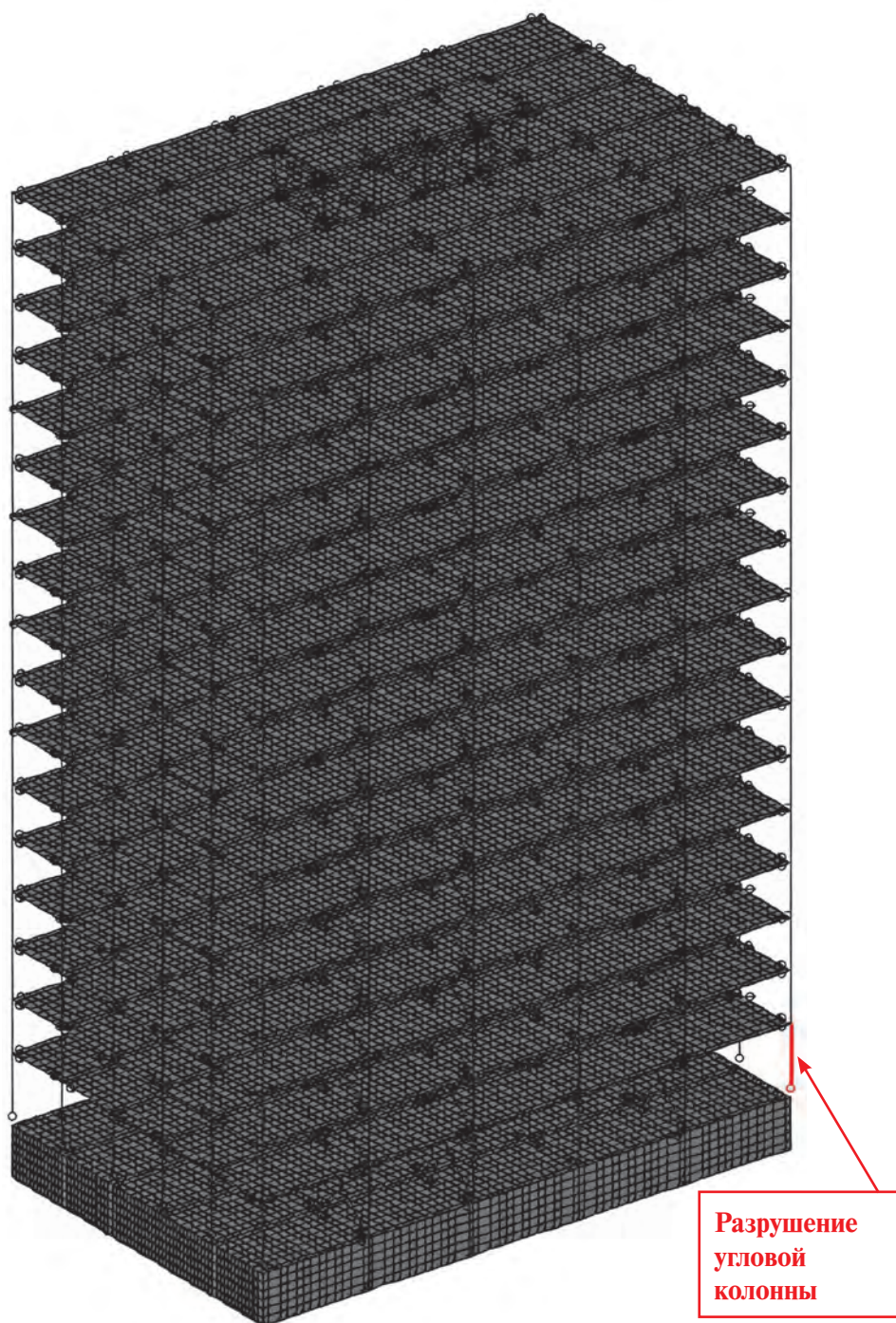


Рис. 2.32. Разрушение угловой колонны первого этажа.

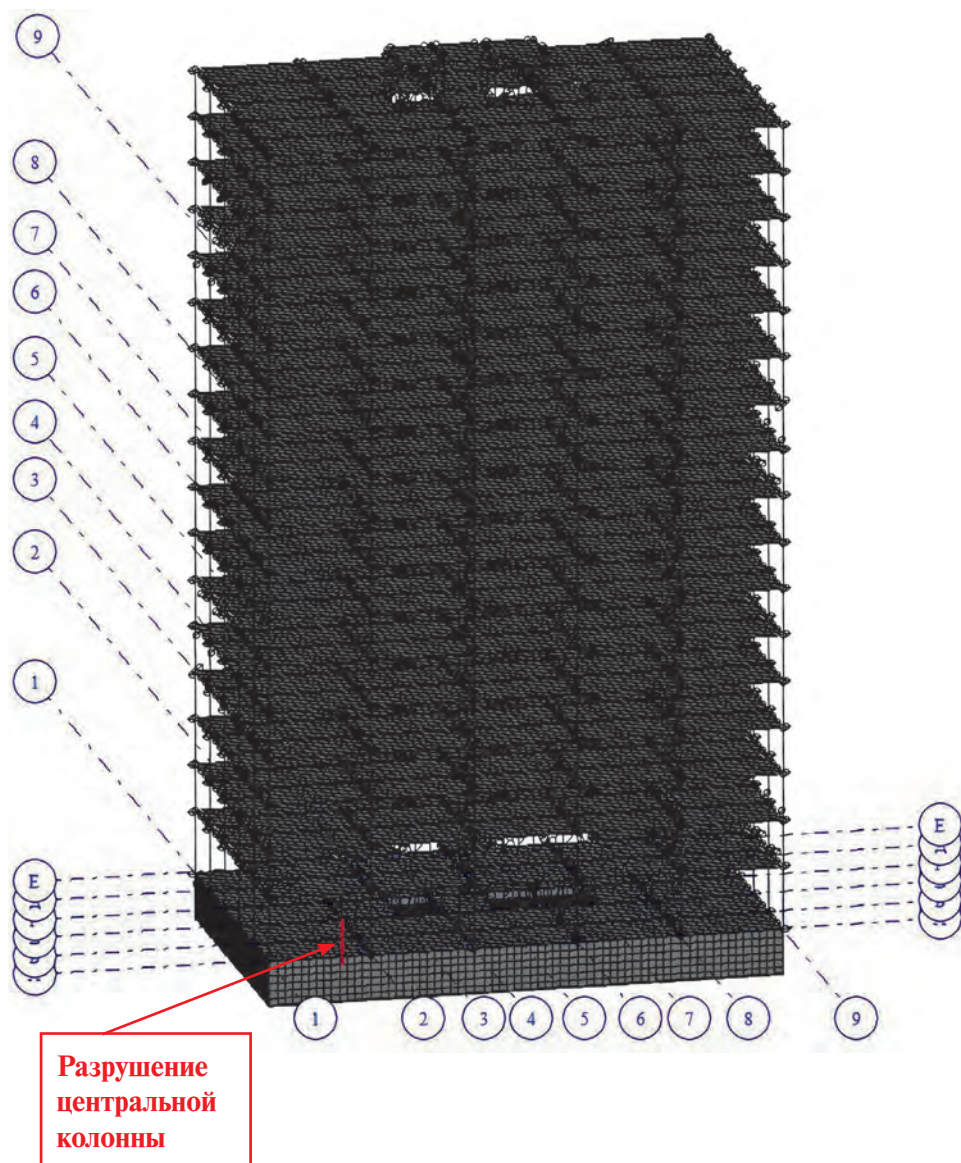
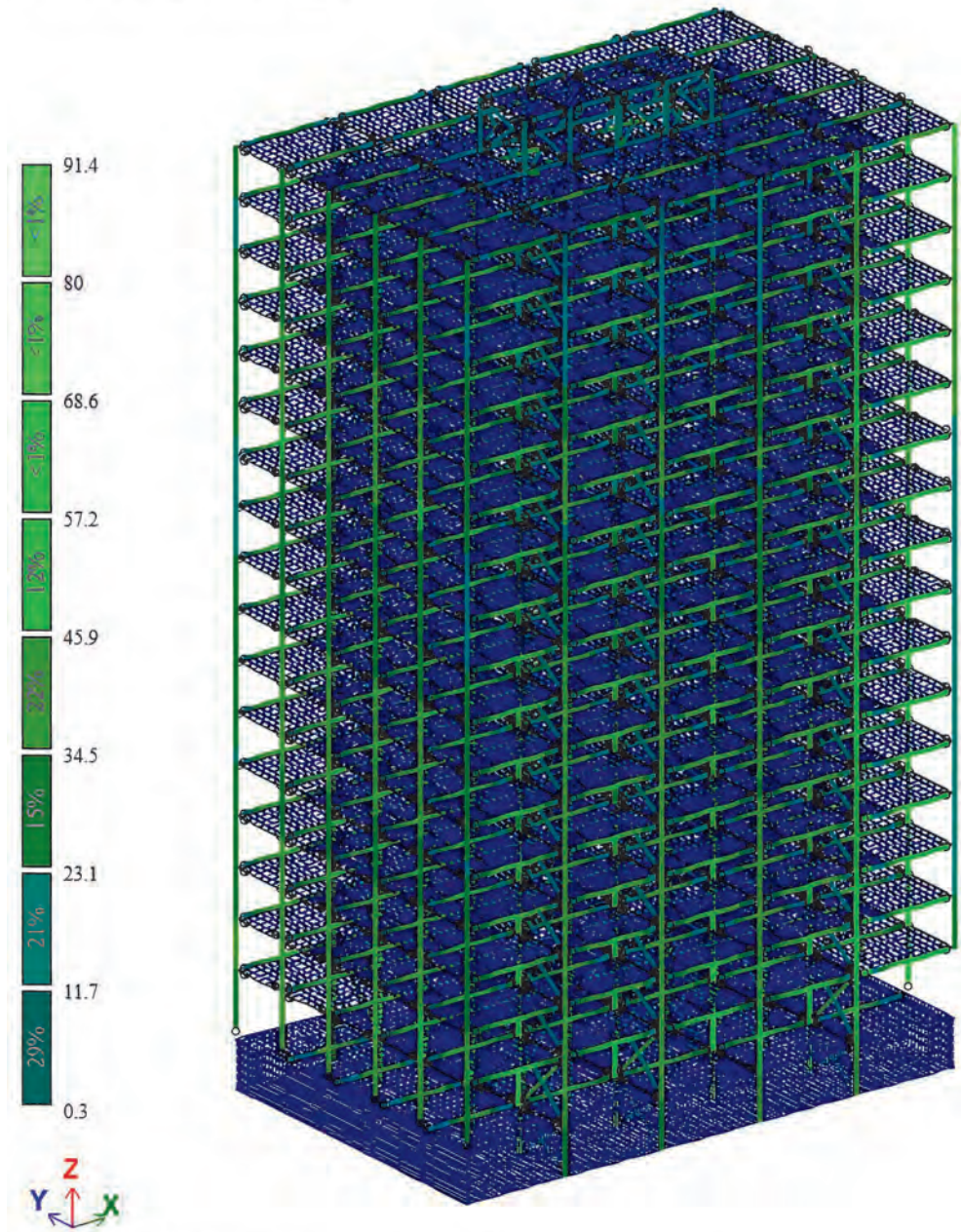


Рис. 2.33. Разрушение центральной колонны подвального этажа.

Вариант конструирования РСУ
Расчет по РСУ:СП_1 (СП 16.13330.2017)

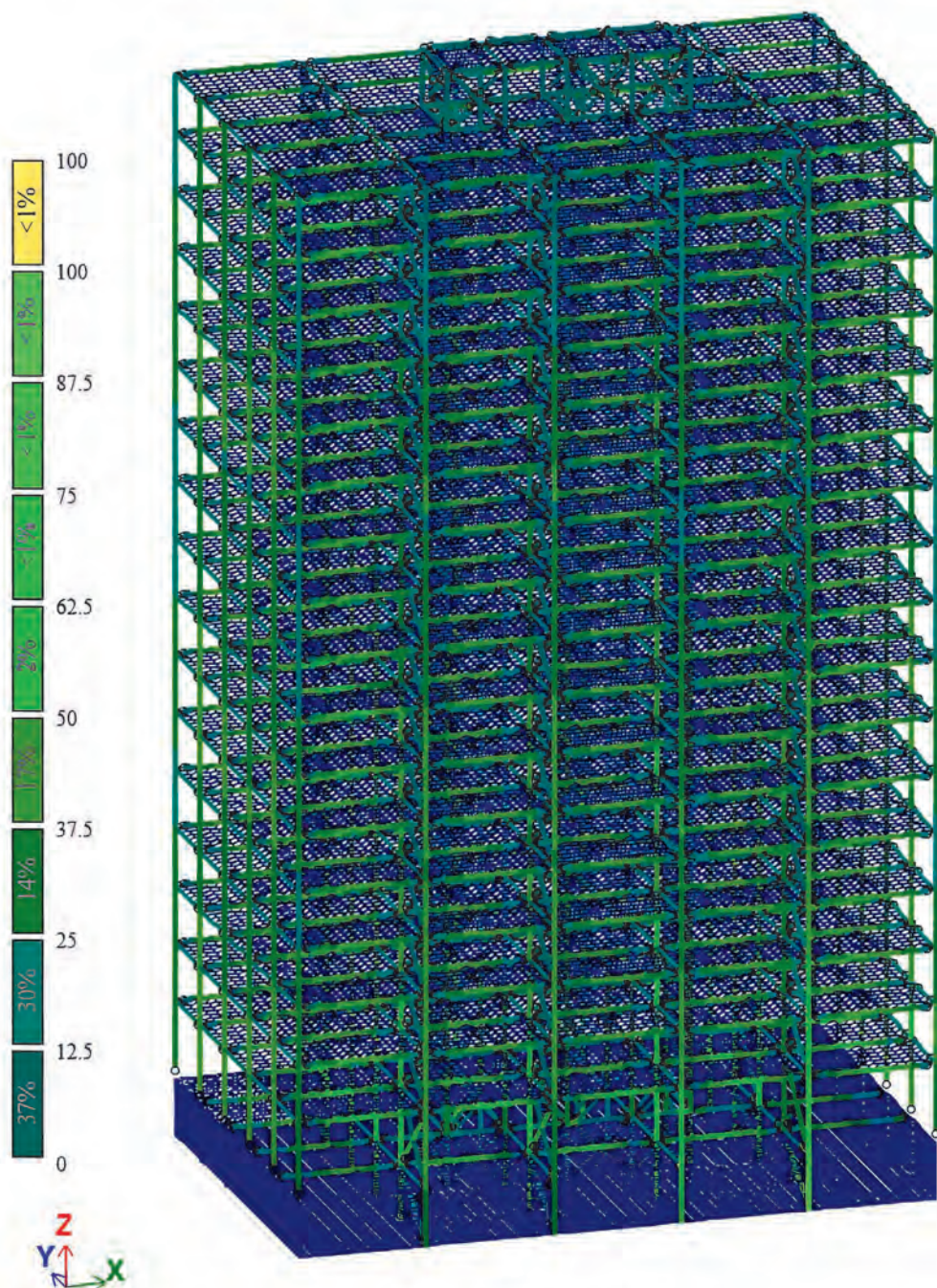


Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

Рис. 2.34. Результаты проверки несущей способности элементов каркаса при расчете на аварийную ситуацию (вариант 1)

Вариант конструирования РСУ

Расчет по РСУ:СП_1 (СП 16.13330.2017)



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

Рис. 2.35. Результаты проверки несущей способности элементов каркаса при расчете на аварийную ситуацию (вариант 2)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В учебном пособии приведены основные этапы расчета многоэтажного жилого здания на стальном каркасе. Рассмотрены особенности сбора нагрузок, компоновки расчетной схемы и выполнения проверок несущих конструкций по первому и второму предельным состояниям. Структура построения пояснительной записки соответствует принятой в практике проектирования структуре расчетных пояснительных записок.

При разработке пособия не стояла задача определить наиболее экономичный и оптимальный тип каркаса многоэтажного здания. Поэтому следует подчеркнуть, что результаты, полученные при расчете каждого из рассмотренных конструктивных вариантов, не могут использоваться для формирования однозначного вывода о наиболее оптимальном конструктивном решении. При реальном проектировании конструктивное решение выбирается в зависимости от условий строительства, требований заказчика, архитектурного замысла и возможностей реализации проектных решений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» Актуализированная редакция СНиП II-23–81*. М.: Стандартинформ, 2017. — 173 с.
2. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. М.: Стандартинформ, 2016. — 90 с.
3. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» — М.: Стандартинформ, 2018. — 24 с.
4. СП 54.13330.2022 «Здания жилые многоквартирные» Актуализированная редакция СНиП 31–01–2003. — М.: Стандартинформ, 2022. — 39 с.
5. СП 50.13330.2024 «Тепловая защита зданий» Актуализированная редакция СНиП 23–02–2003. — М.: Стандартинформ, 2024. — 100 с.
6. СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии» Актуализированная редакция СНиП 2.03.11–85. — М.: Стандартинформ, 2017. — 74 с.
7. СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции» Актуализированная редакция СНиП II-22–81*. — М.: Стандартинформ, 2012. — 78 с.
8. СП 17.13330.2017 «Кровли» Актуализированная редакция СНиП II-26–76. — М.: Стандартинформ, 2017. — 51 с.
9. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований» — М.: Стандартинформ, 2015. — 16 с.
10. СТО АРСС 11251254.001–018–3 «Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий» — Москва: АКЦИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. — 816 с.
11. СТО АРСС 11251254.001–021.01 «Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий (Часть 2. Узлы)» — Москва: АРСС, 2021. — 1541 с.
12. СТО АРСС 11251254.001–018–03 «Проектирование огнезащиты несущих стальных конструкций с применением различных типов облицовок»
13. ЦНИИПСК им. Мельникова «Методическое пособие по применению профилированных стальных настилов в строительстве» — 83 с.

14. Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»
15. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 г. № 384-ФЗ
16. СП 2.13130.2020 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты» — М.: Стандартинформ, 2020. — 27 с.
17. СП 12.13130.2009 «Определение категорий помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности» — М.: Стандартинформ, 2009. — 31 с.
18. ГОСТ Р 21.101—2020 «Основные требования к проектной и рабочей документации» — М.: Стандартинформ, 2020. — 69 с.
19. ГОСТ 2.105-2019 «Основные требования к текстовым документам» — М.: Стандартинформ, 2021. — 44 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. ВАРИАНТЫ ЗАДАНИЙ ДЛЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Для выбора задания на проектирование используется номер в зачётной книжке студента. Для выбора исходных данных курсового проекта используются табл. 1 и схемы 1–10.

Общие требования для выполнения проекта:

- тип каркаса принимается связевой, ядро жесткости стальное, внутренние стены и перегородки из газобетонных блоков;
- тип фундамента: плита на естественном основании;
- сейсмические воздействия при проектировании в учебных целях не учитываются;
- здания жилые;
- высота помещений в свету 2700 мм;
- здание имеет подвал.

Исходные данные для курсового проекта

Последняя цифра в зачётке	Число этажей	Конструкция перекрытия	Предпоследняя цифра в зачётке	Место строительства	Конструкция наружных стен	Последняя цифра в сумме последней и предпоследней цифр в зачётке	Номер схемы плана этажа
0	25	сборное	0	Москва	навесные панели	0	1
1	24	монолитное	1	Киров	газобетонные блоки	1	2
2	22	сборное	2	Ростов	навесные панели	2	3
3	21	монолитное	3	Пермь	газобетонные блоки	3	4
4	20	сборное	4	Оренбург	навесные панели	4	5
5	19	монолитное	5	Омск	газобетонные блоки	5	6
6	23	сборное	6	Новосибирск	навесные панели	6	7
7	27	монолитное	7	Иркутск	газобетонные блоки	7	8
8	26	сборное	8	Якутск	навесные панели	8	9
9	25	монолитное	9	Хабаровск	газобетонные блоки	9	10

Примечание. Указанные на схемах размеры допускается изменять в пределах $\pm 30\%$.

Схема 1

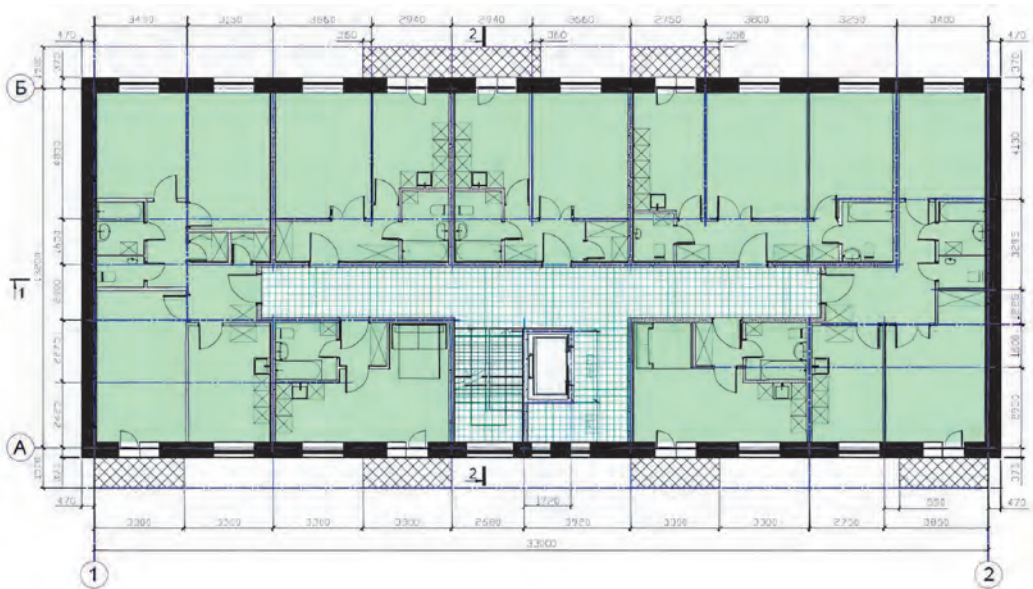


Схема 2

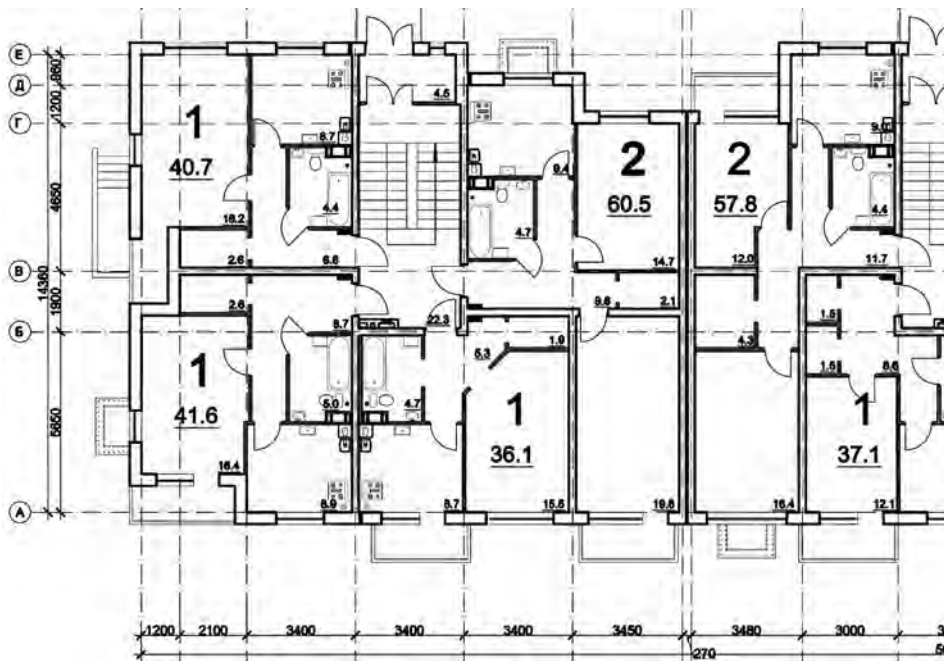


Схема 3

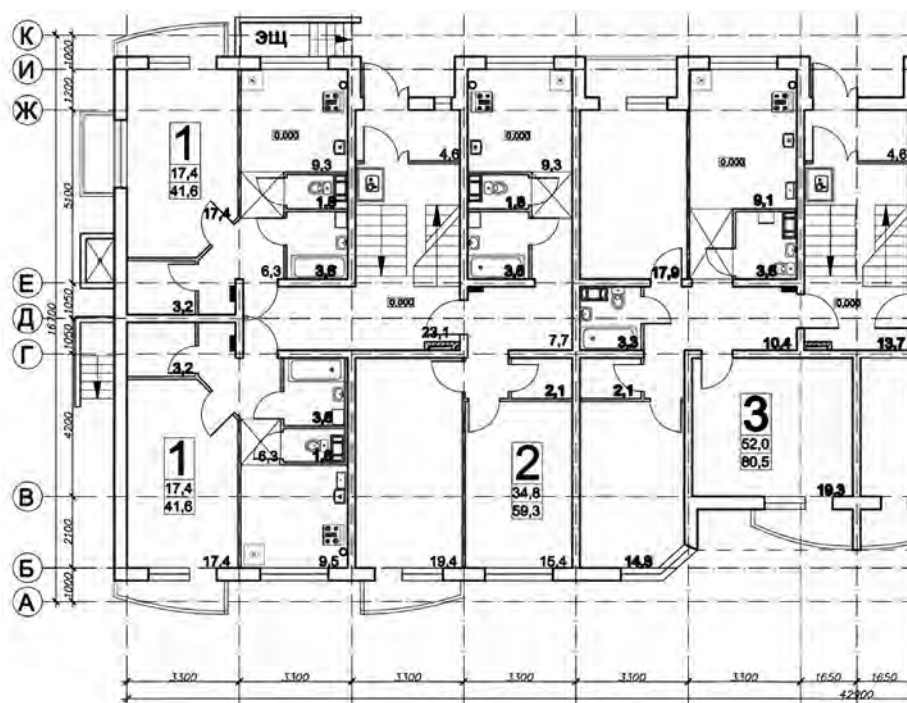


Схема 4

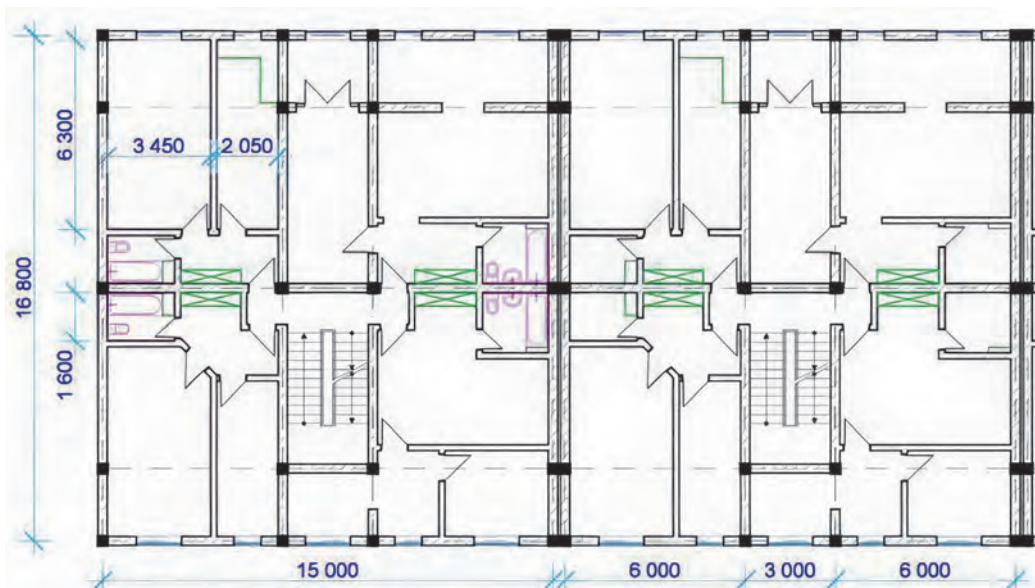


Схема 5

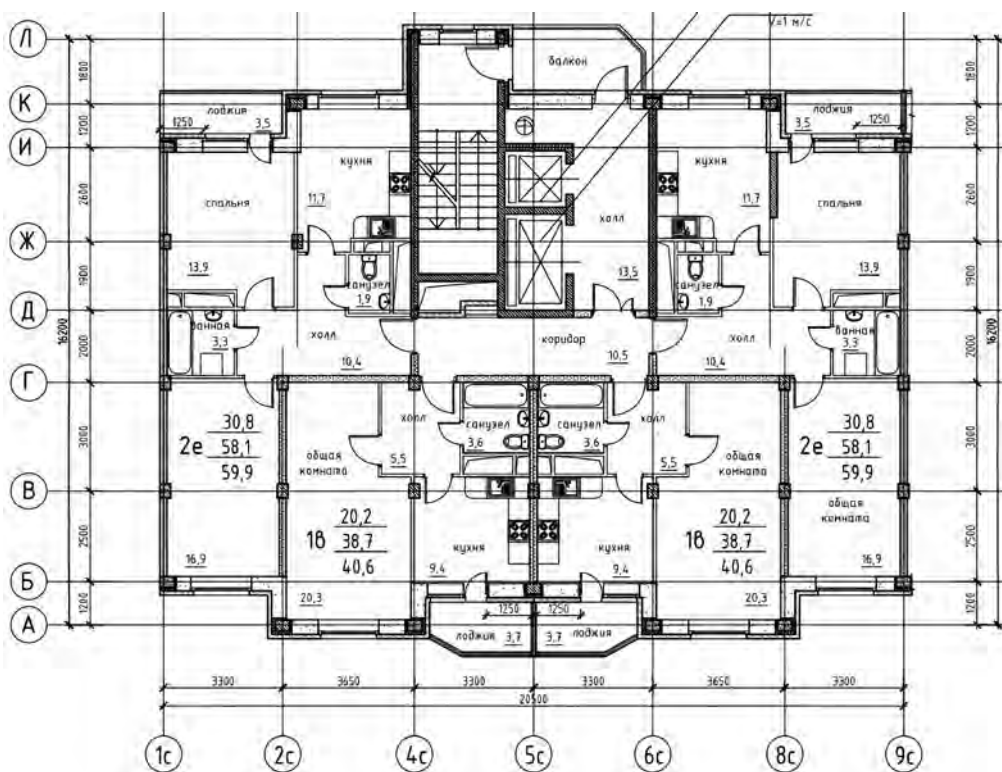


Схема 6

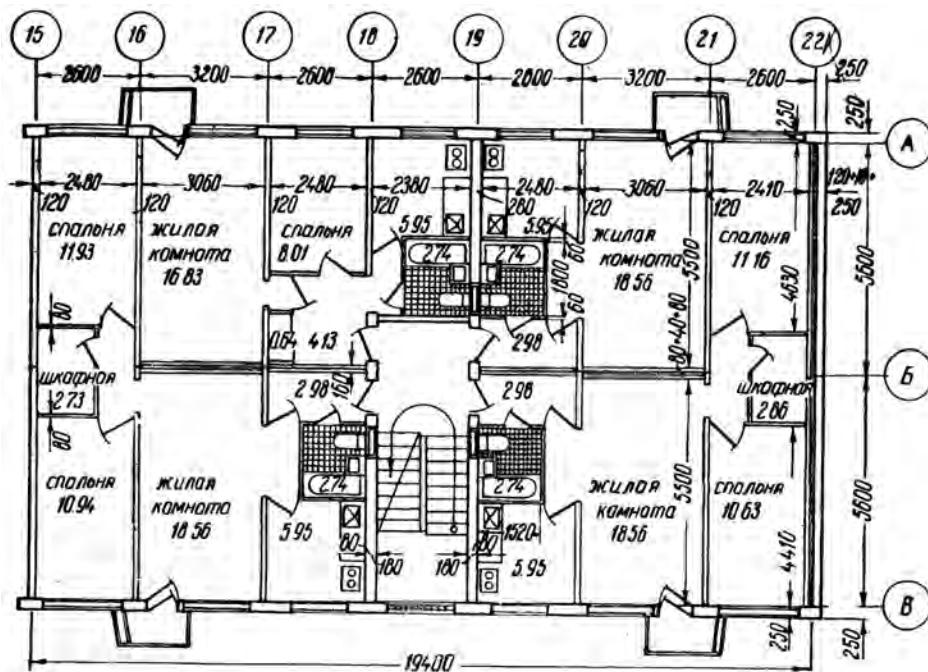


Схема 7

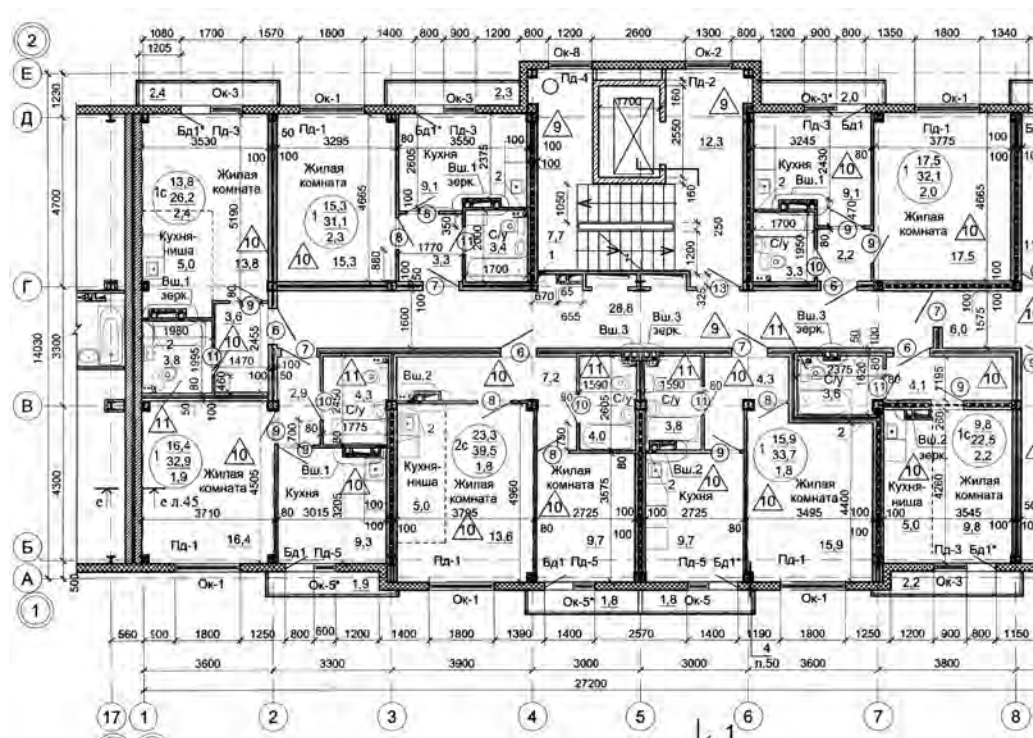


Схема 8



Схема 9

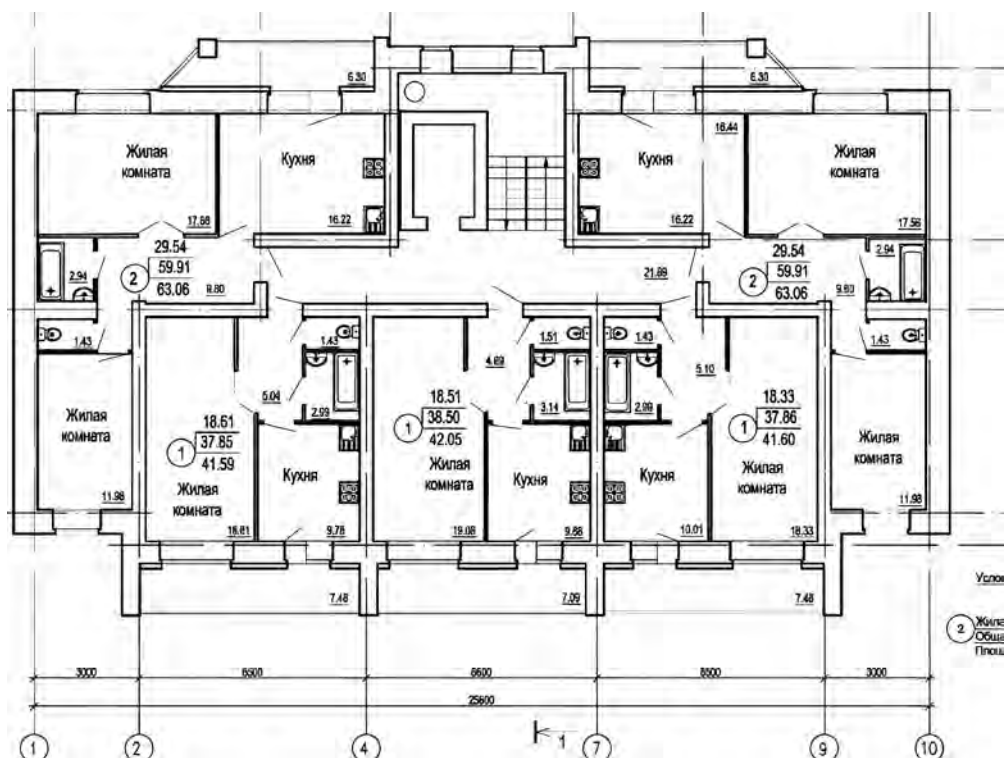
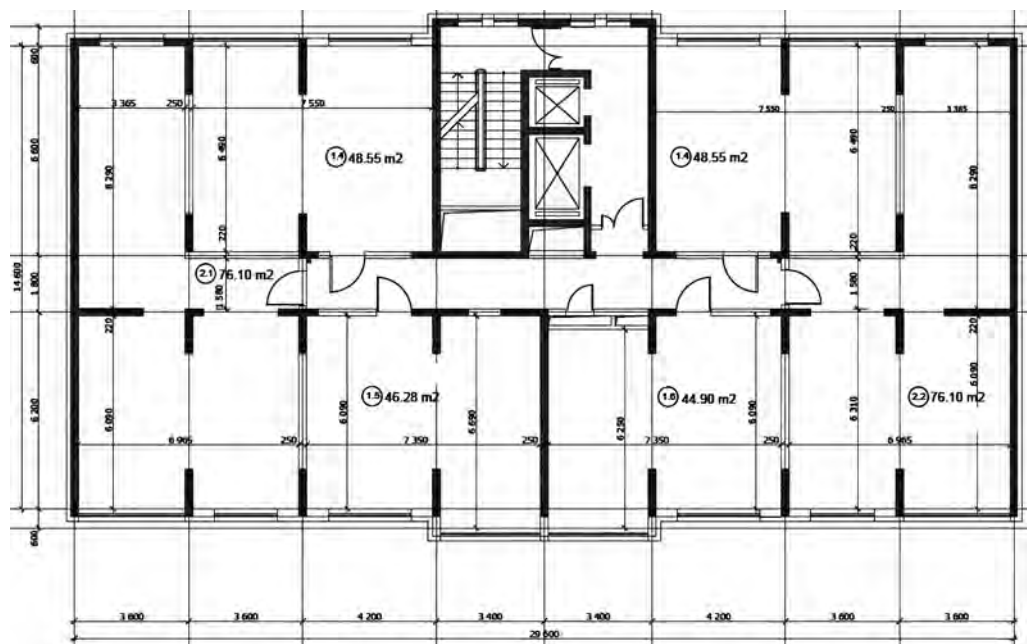


Схема 10



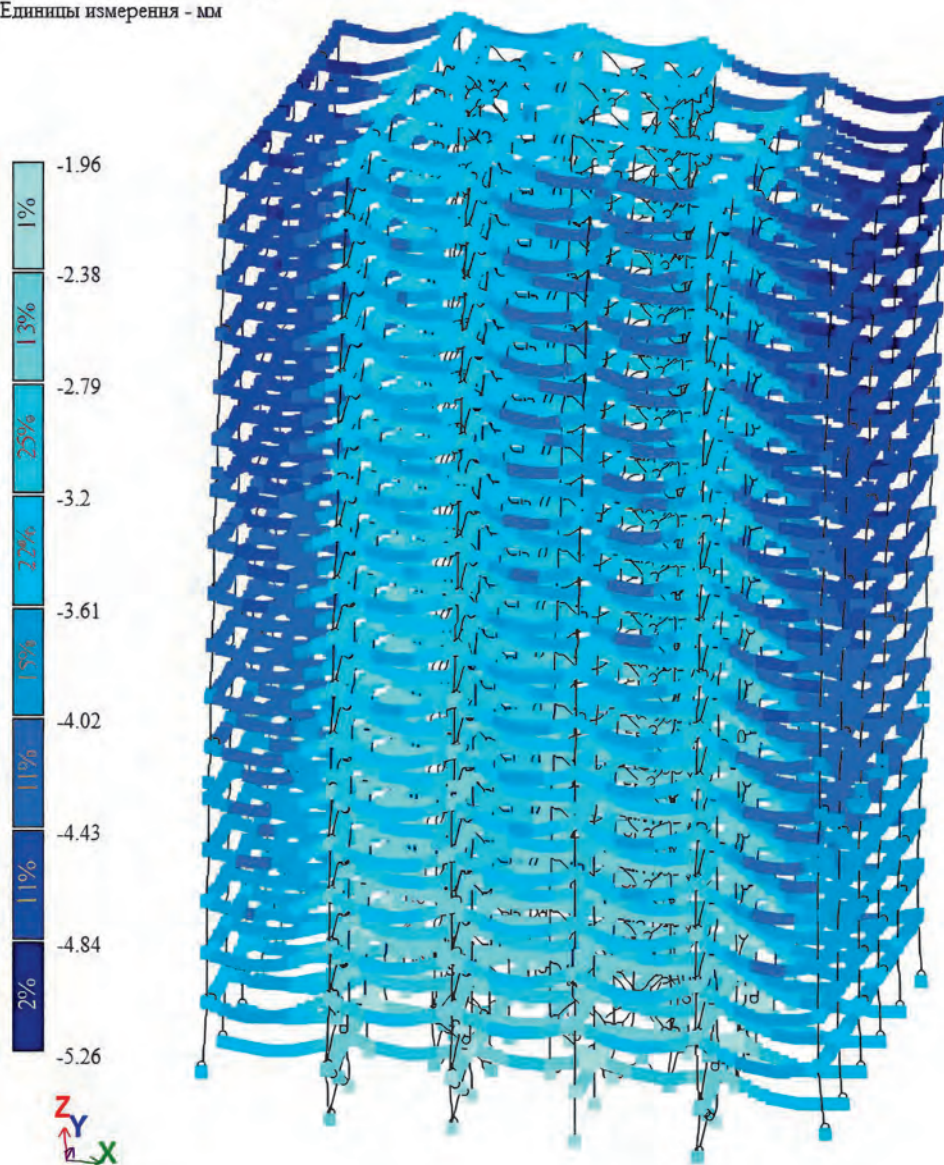
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И УСИЛИЯ (КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ВАРИАНТ I)

Перемещения по оси Z. 1 загрузка

1. Собственный вес МК [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Мозаика перемещений по Z(G)

Единицы измерения - мм

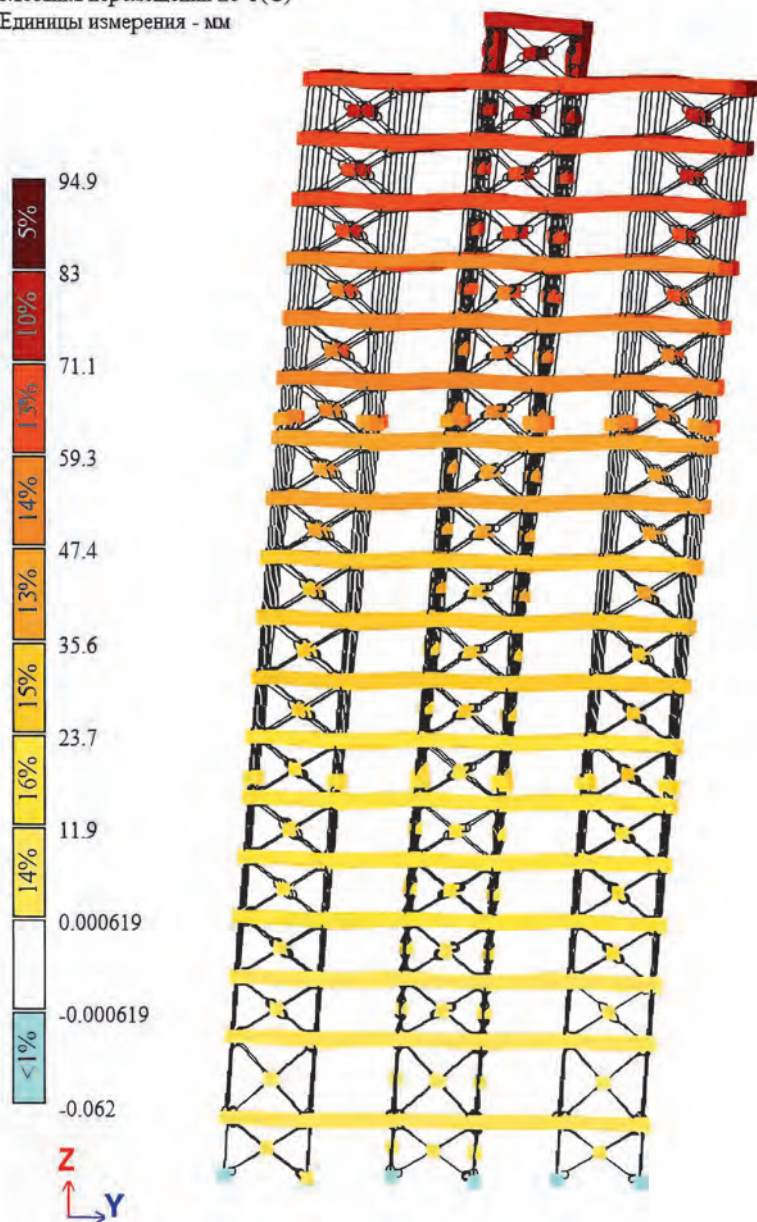


Перемещения по оси Y. 10 загрузка

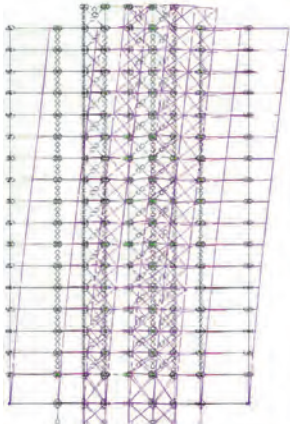
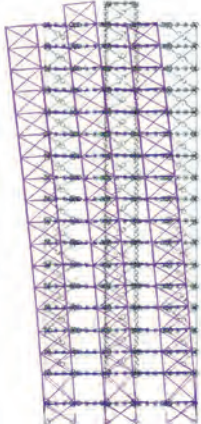
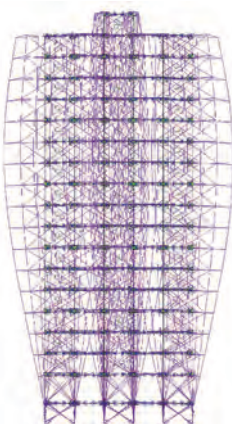
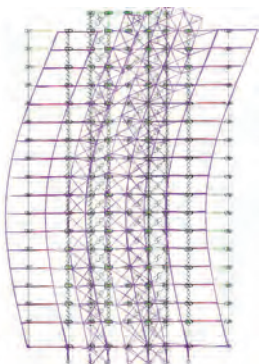
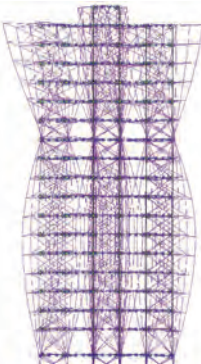
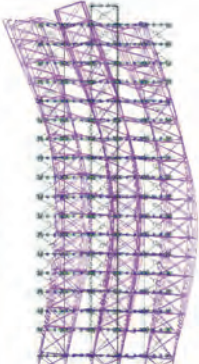
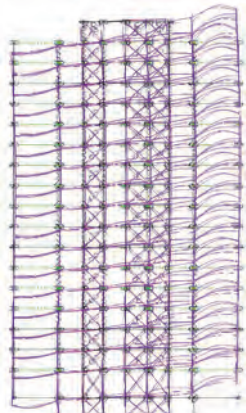
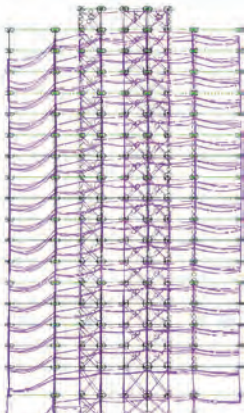
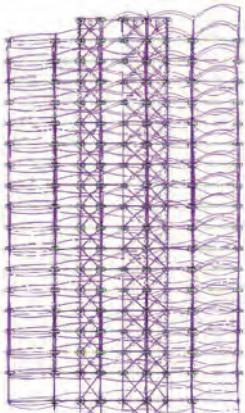
10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Мозаика перемещений по Y(G)

Единицы измерения - мм



Формы собственных колебаний каркаса

1 форма	2 форма	3 форма
		
4 форма	5 форма	6 форма
		
7 форма	8 форма	9 форма
		

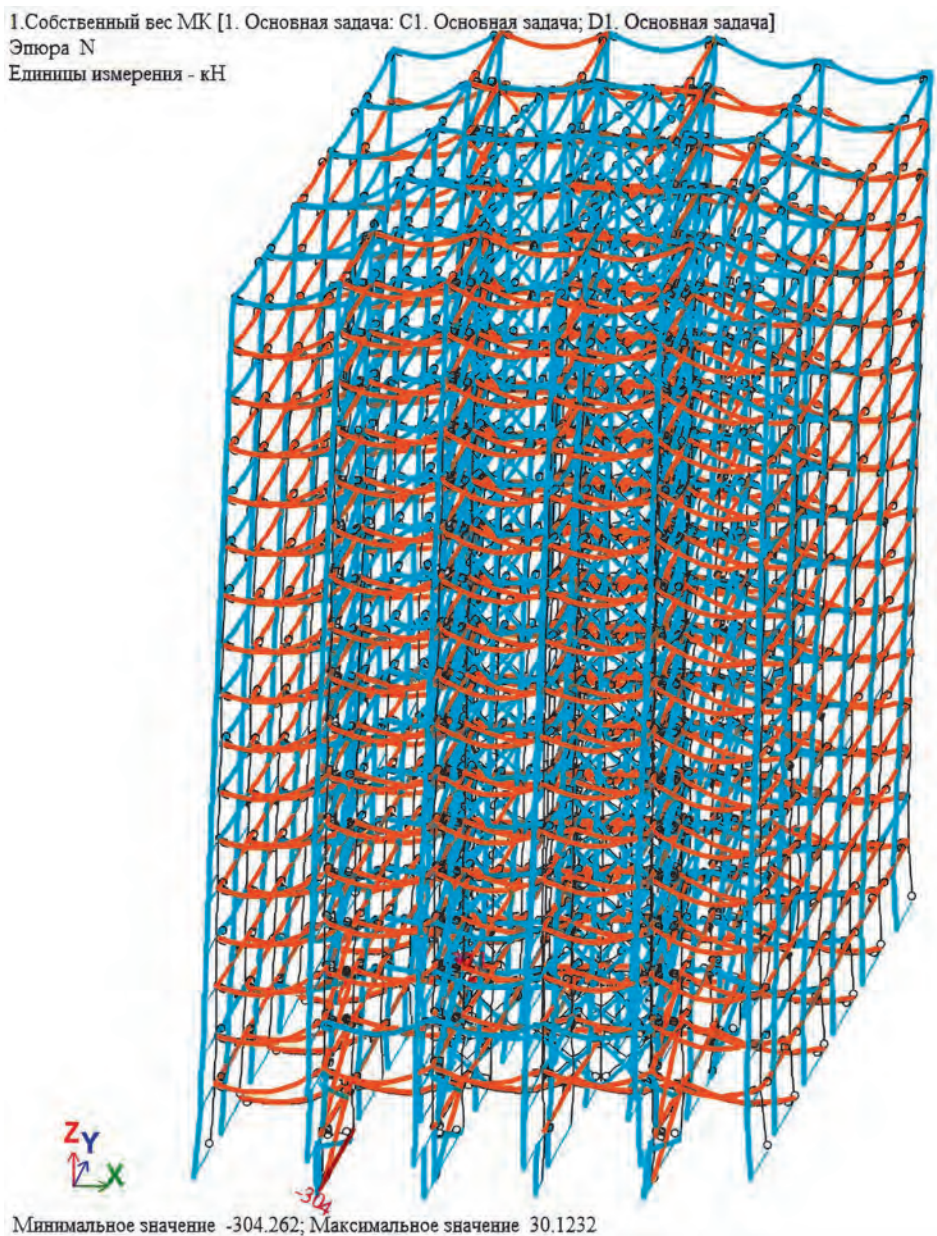
Усилия. 1 загрузка

N , кН

1. Собственный вес МК [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра N

Единицы измерения - кН

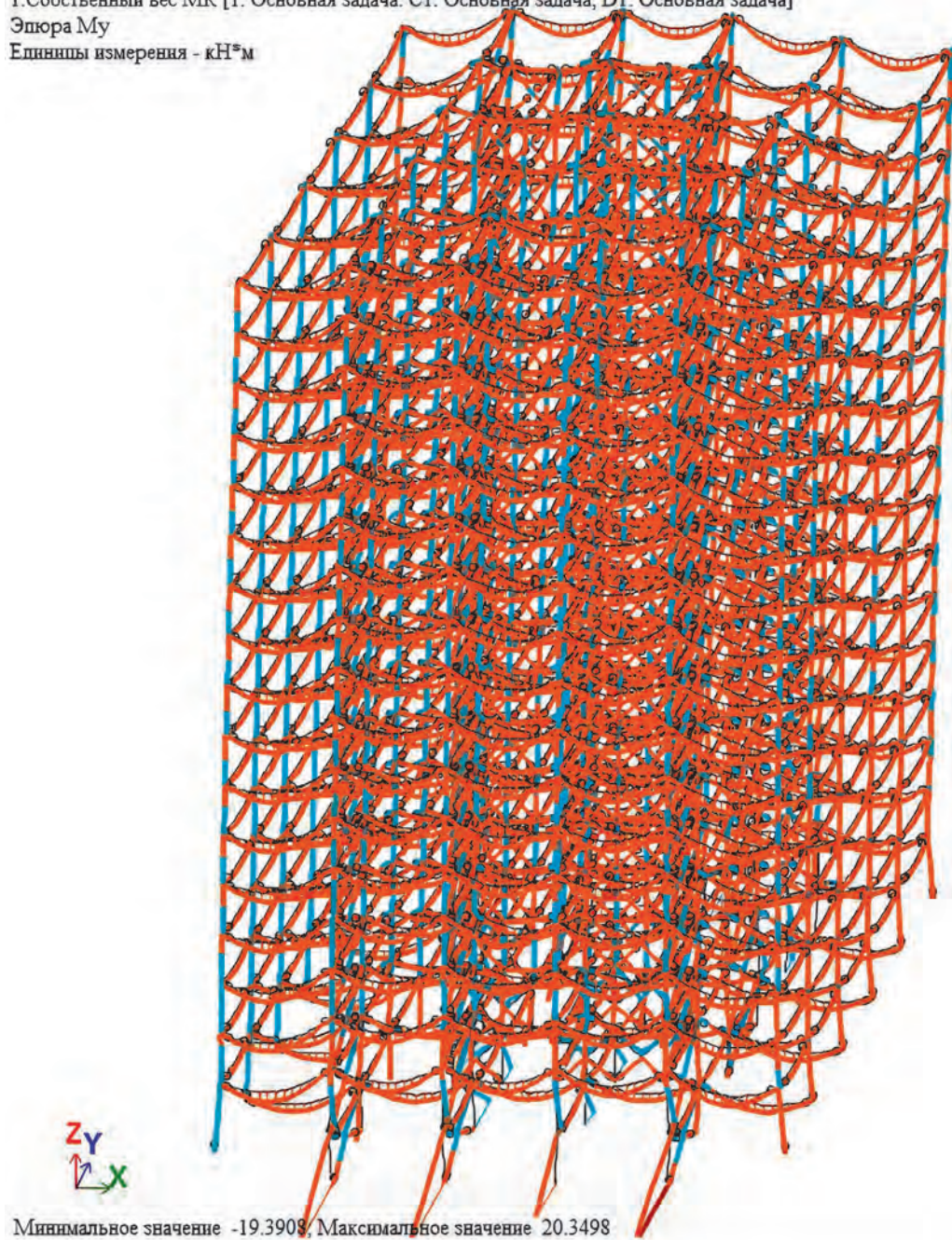


M_y , кН·м

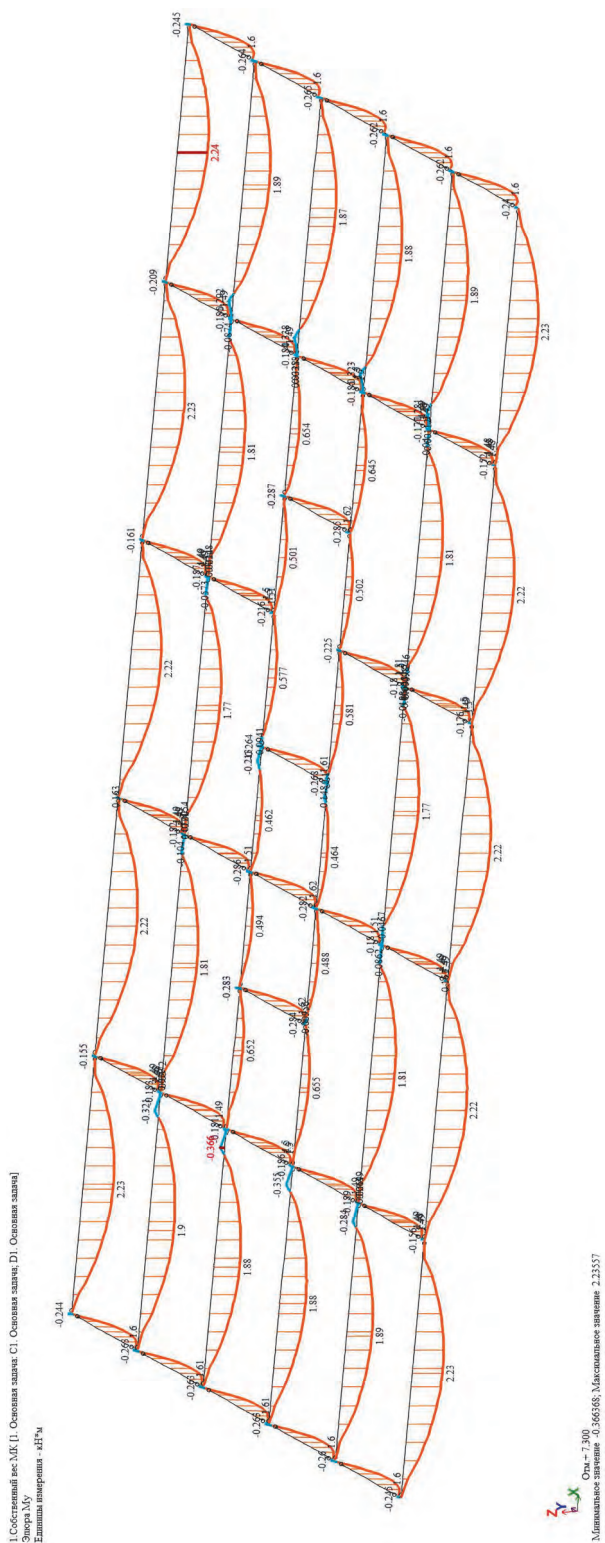
1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра M_y

Единицы измерения - кН·м



M_y , кН·м (перекрытие на отм. +4.200)



M_z , кН·м

1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшюра M_z

Единицы измерения - кН·м



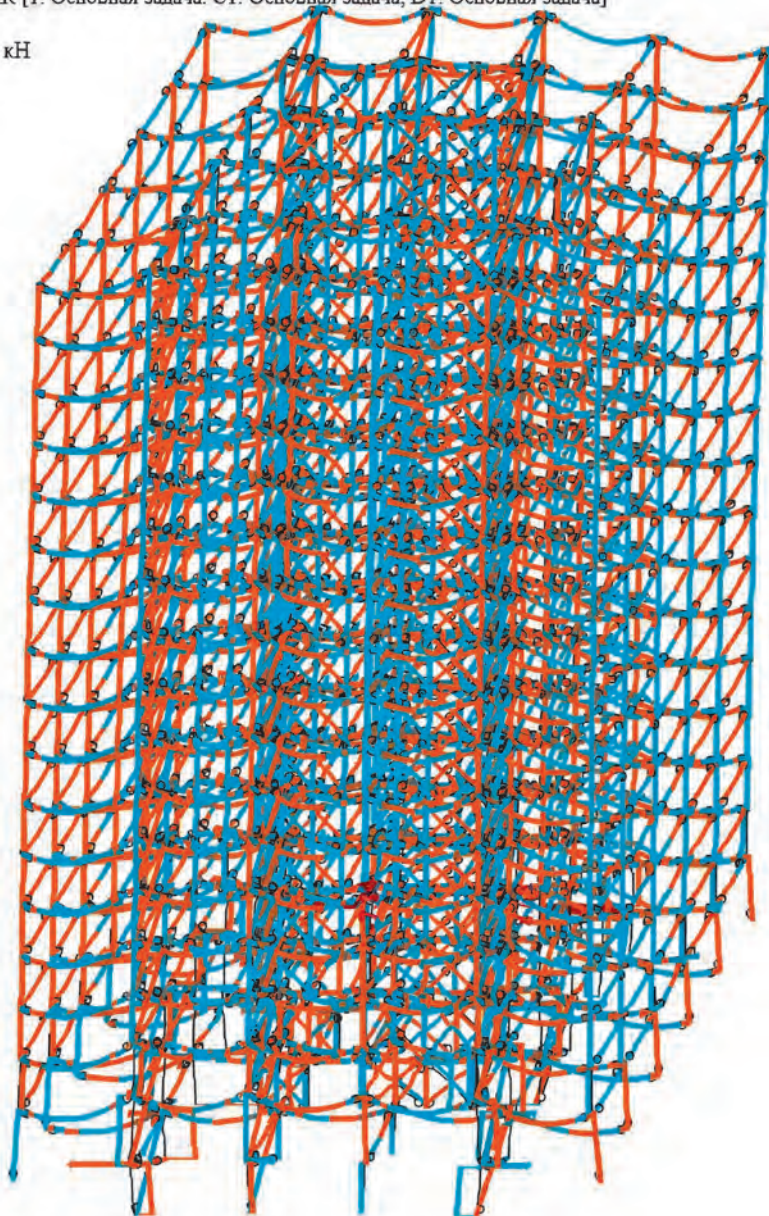
Минимальное значение -14.1451; Максимальное значение 14.3494

Q_y , кН

1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра Q_y

Единицы измерения - кН



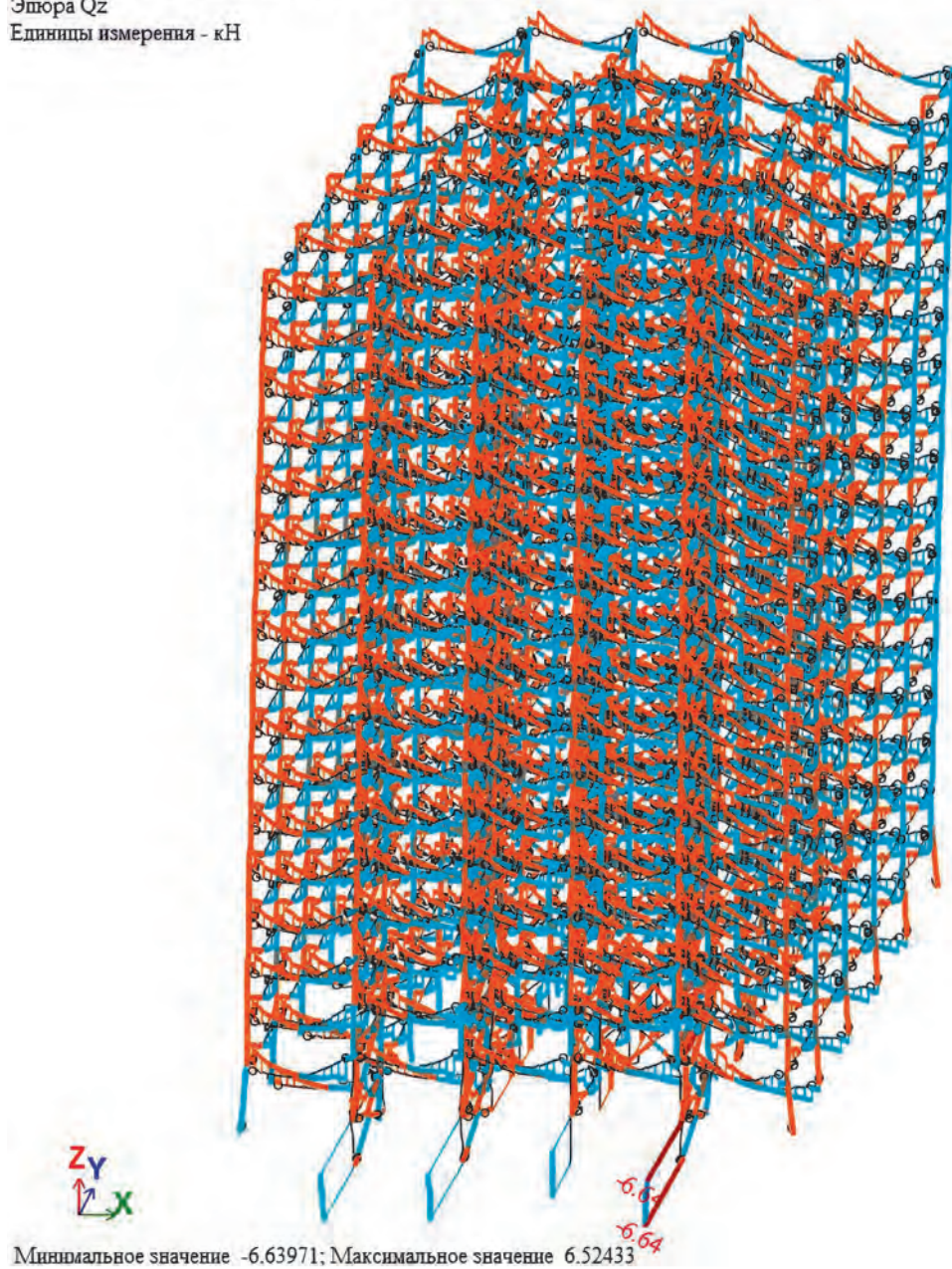
Минимальное значение -7.23999; Максимальное значение 8.62793

Q_z , кН

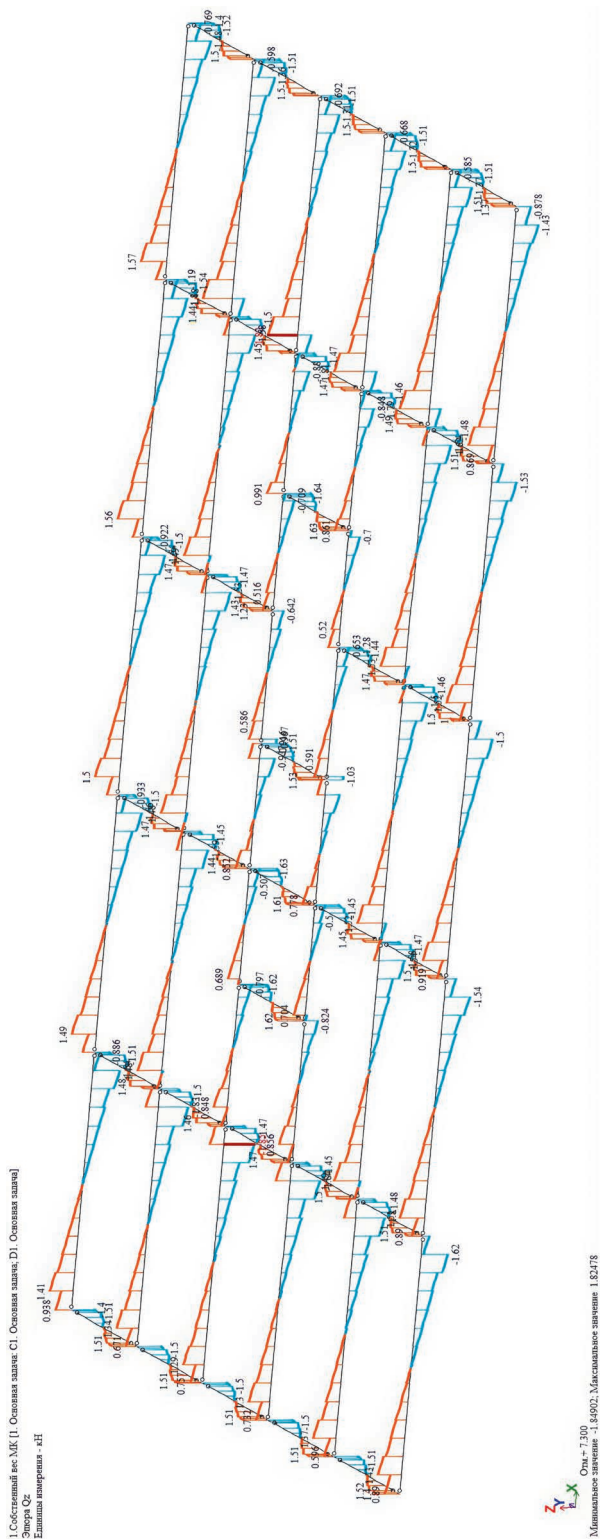
1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшора Q_z

Единицы измерения - кН



Q_e , кН (перекрытие на отм. +4.200)



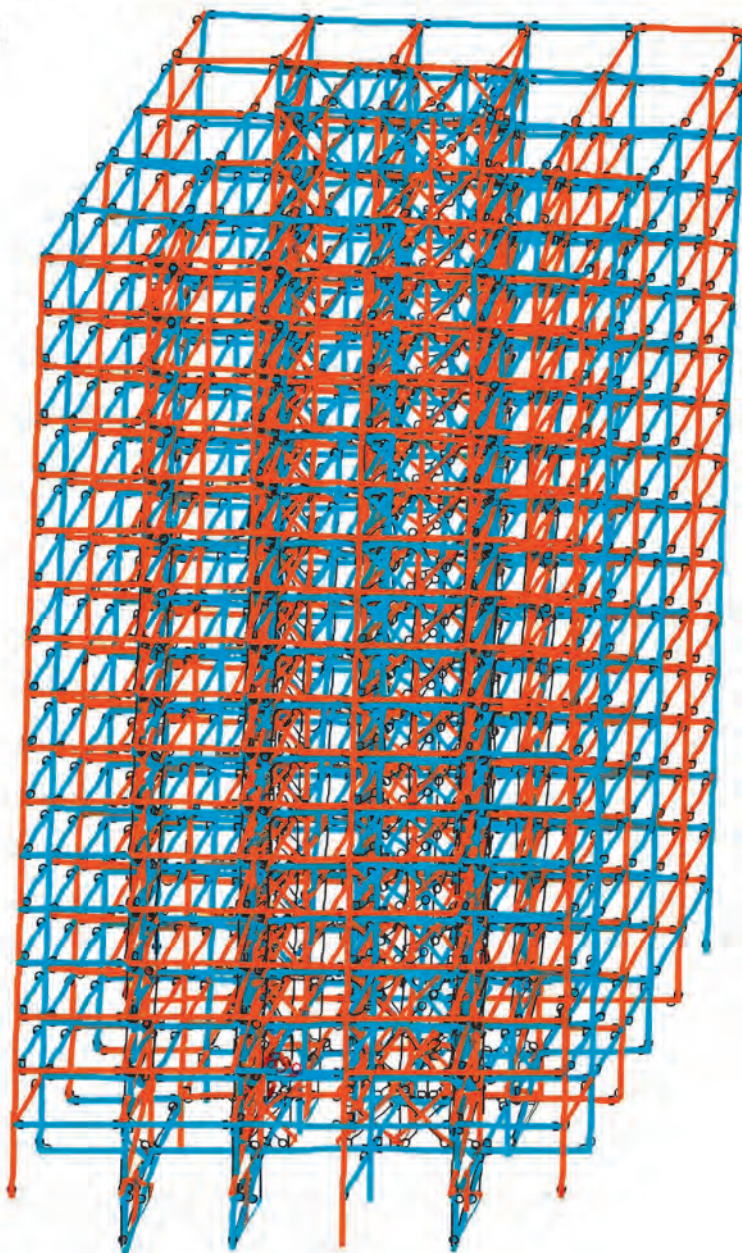
Усилия. 12 загрузка

N , кН

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшора N

Единицы измерения - кН



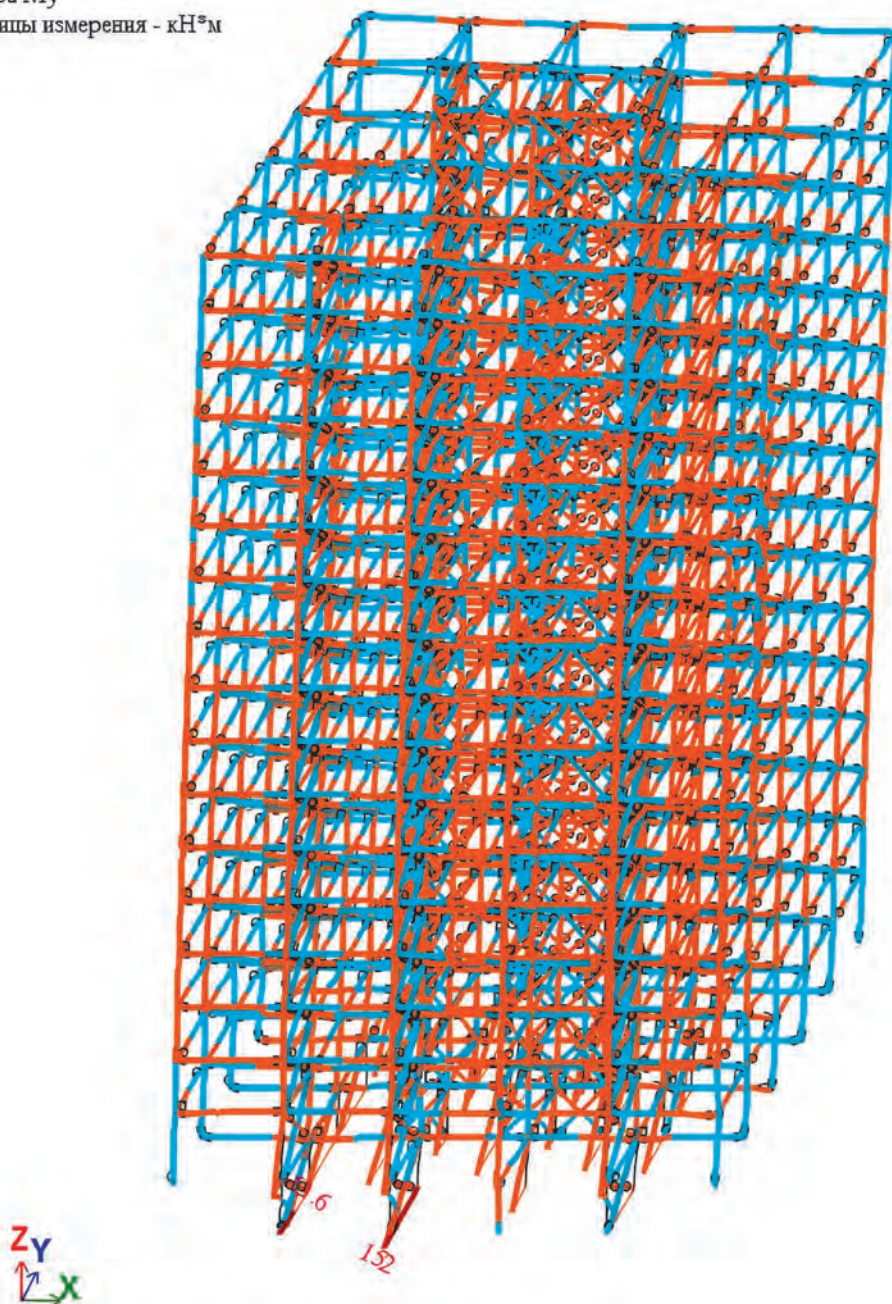
Минимальное значение -624.41; Максимальное значение 638.594

M_y , кН·м

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра M_y

Единицы измерения - кН·м



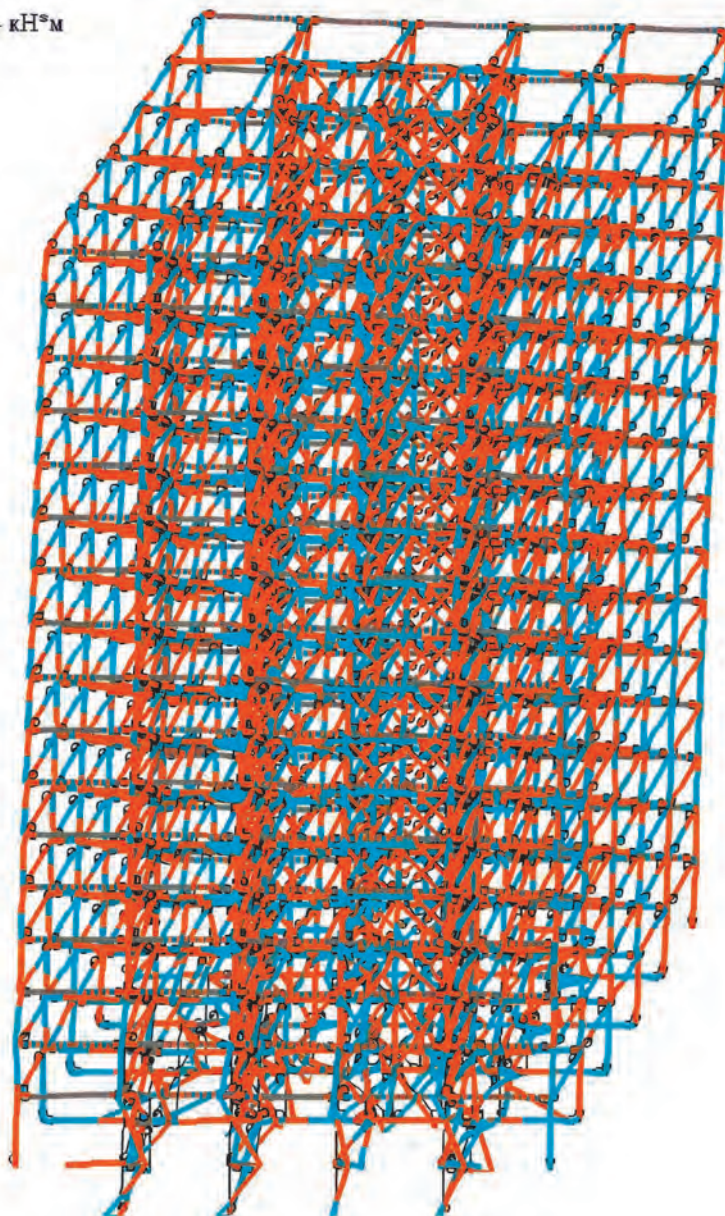
Минимальное значение -53.6093; Максимальное значение 152.12

M_z , кН·м

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Этюра M_z

Единицы измерения - кН·м



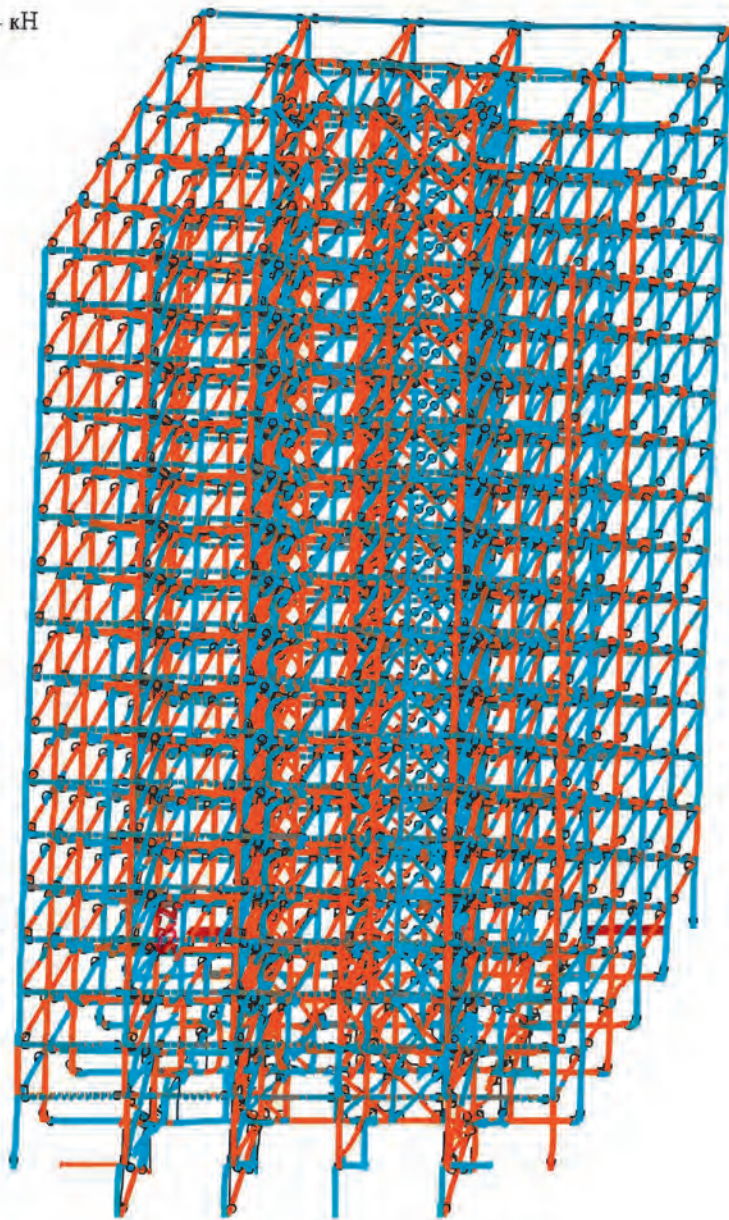
Минимальное значение -19.9234; Максимальное значение 20.7017

Q_y , кН

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшора Q_y

Единицы измерения - кН



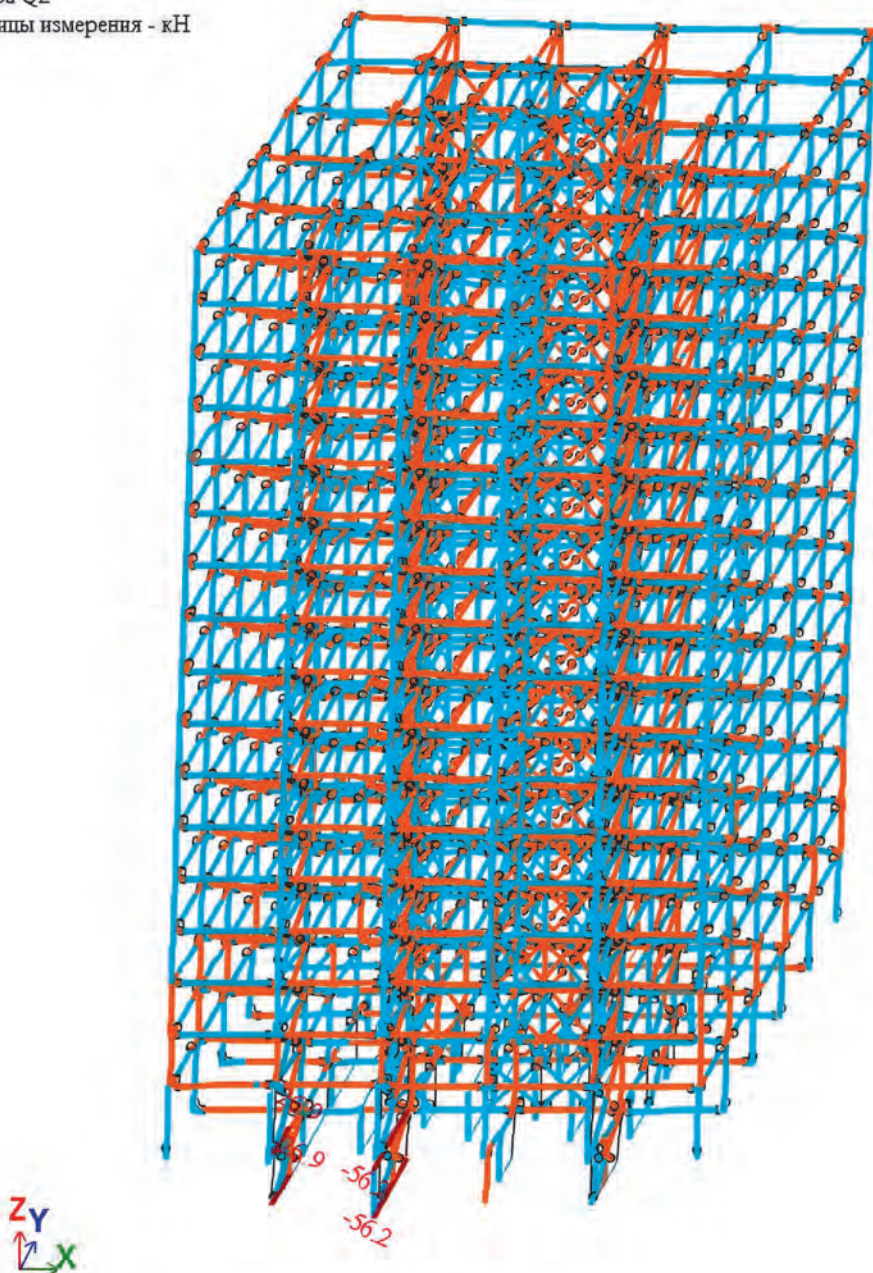
Минимальное значение -59.5176; Максимальное значение 53.1623

Q_z , кН

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшора Q_z

Единицы измерения - кН



Минимальное значение -56.247; Максимальное значение 26.8842

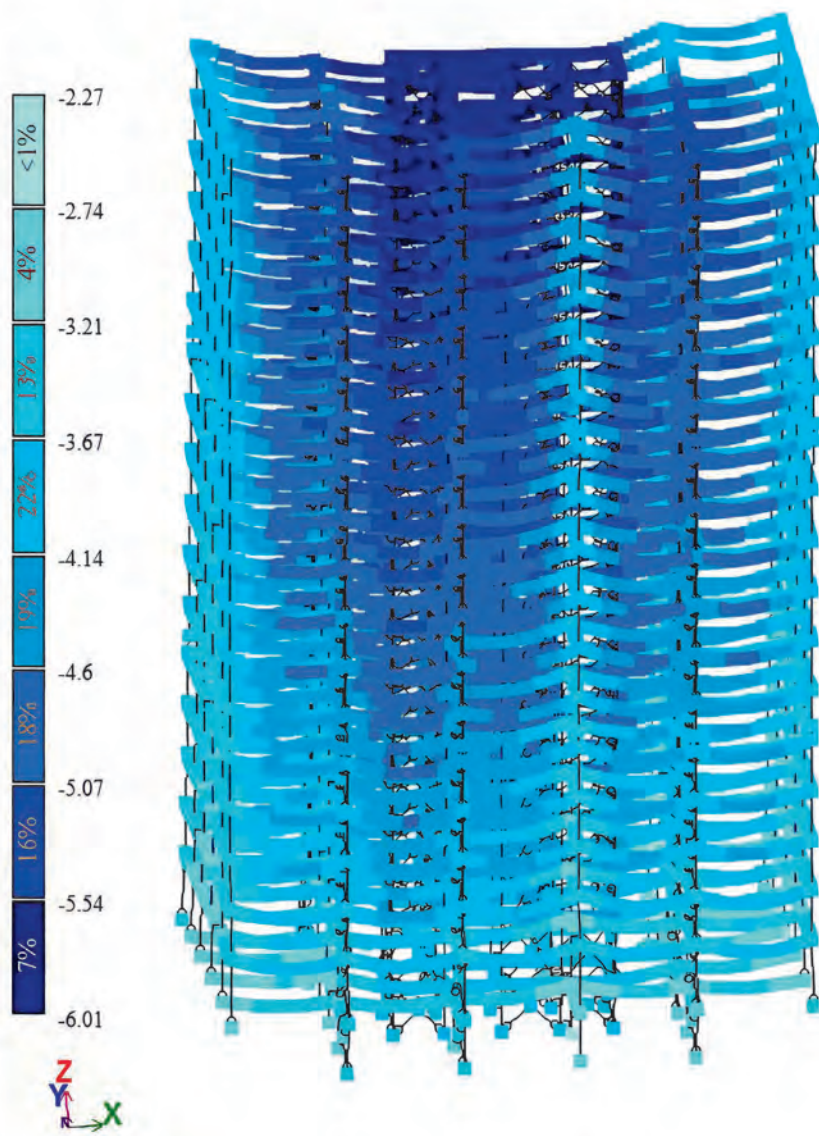
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И УСИЛИЯ (КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ВАРИАНТ II)

Перемещения по оси Z. 1 загрузка

1. Собственный вес МК [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Мозаика перемещений по Z(G)

Единицы измерения - мм

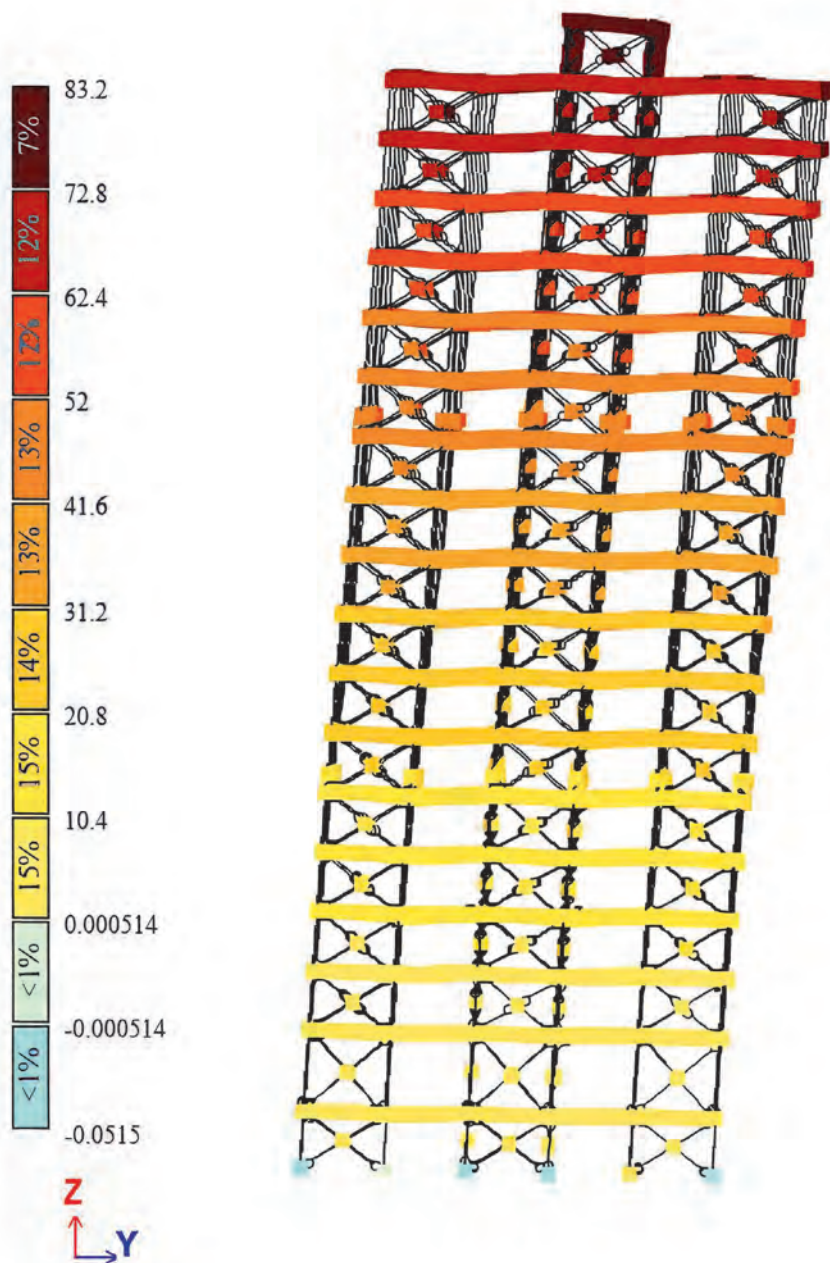


Перемещения по оси Y. 10 загрузка

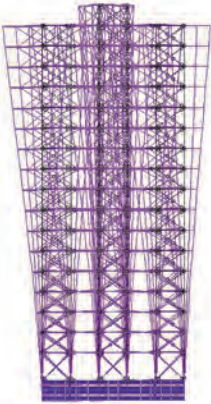
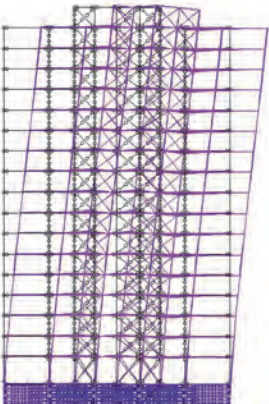
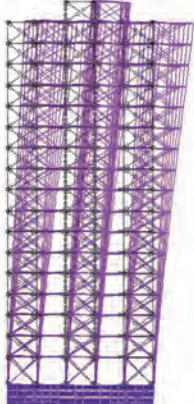
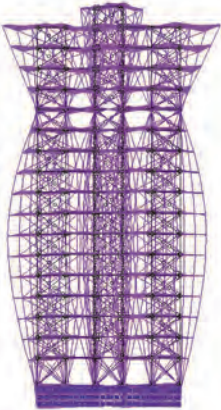
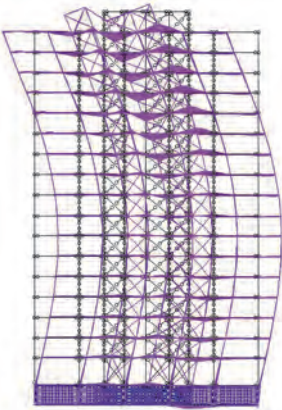
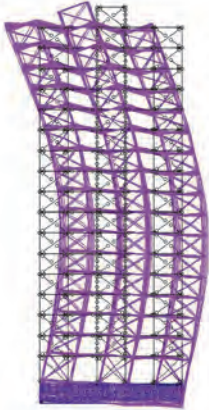
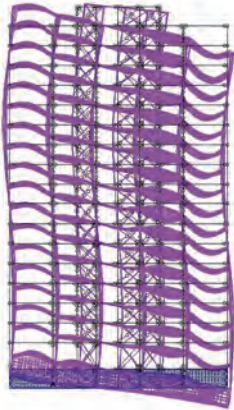
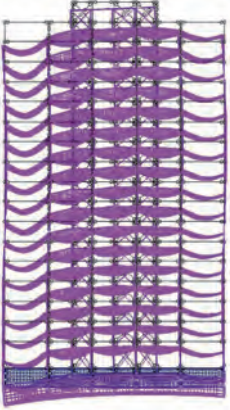
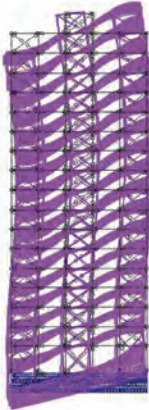
10.Ветер_цифр оси [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Мозаика перемещений по Y(G)

Единицы измерения - мм



Формы собственных колебаний каркаса

1 форма	2 форма	3 форма
		
4 форма	5 форма	6 форма
		
7 форма	8 форма	9 форма
		

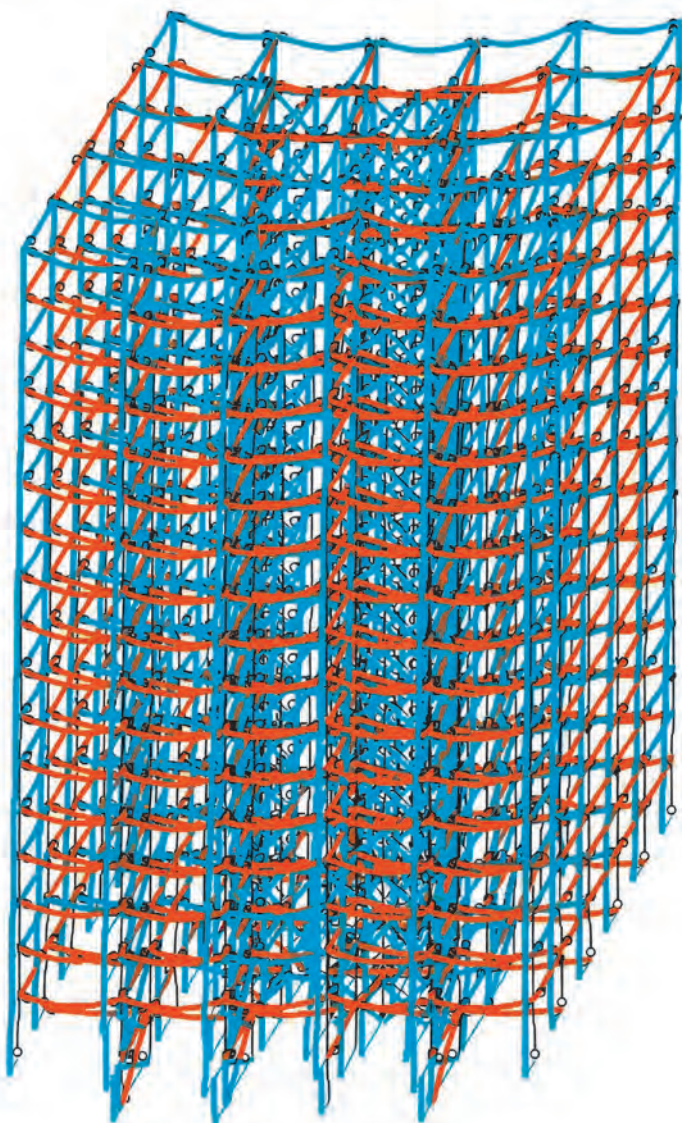
Усилия. 1 загрузка

N , кН

1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра N

Единицы измерения - кН



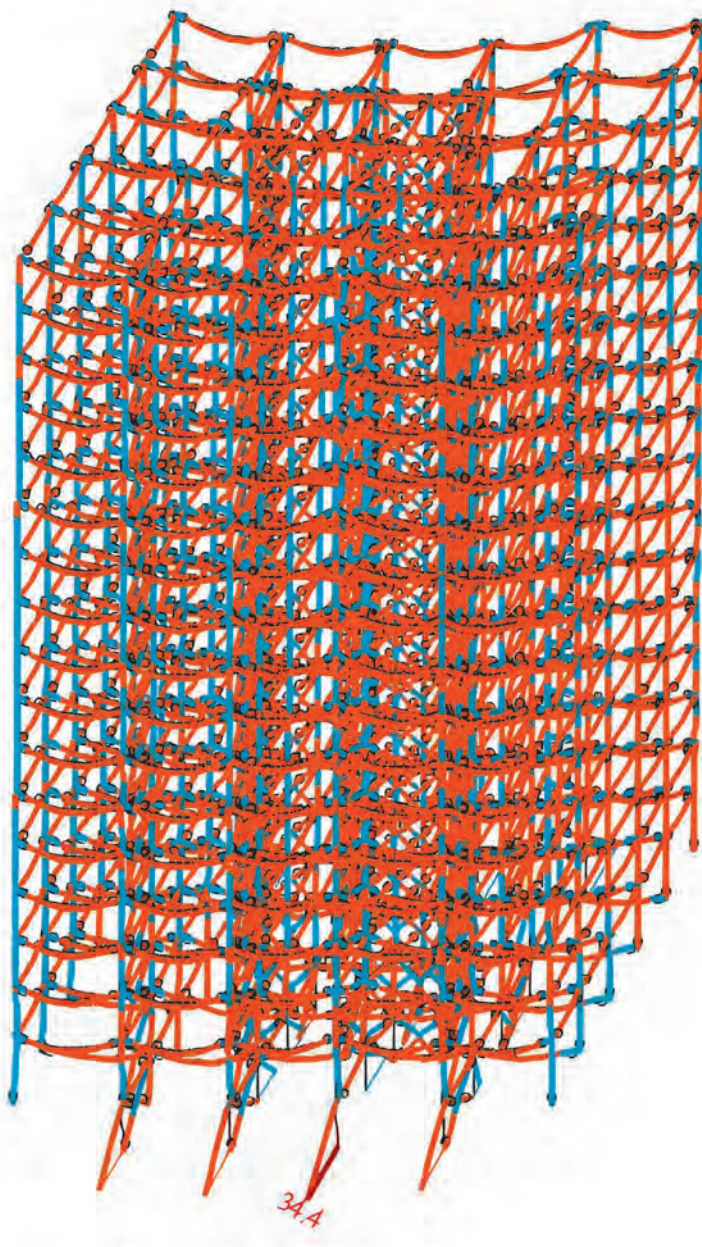
Минимальное значение -407.354; Максимальное значение 41.9583

M_y , кН·м

1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

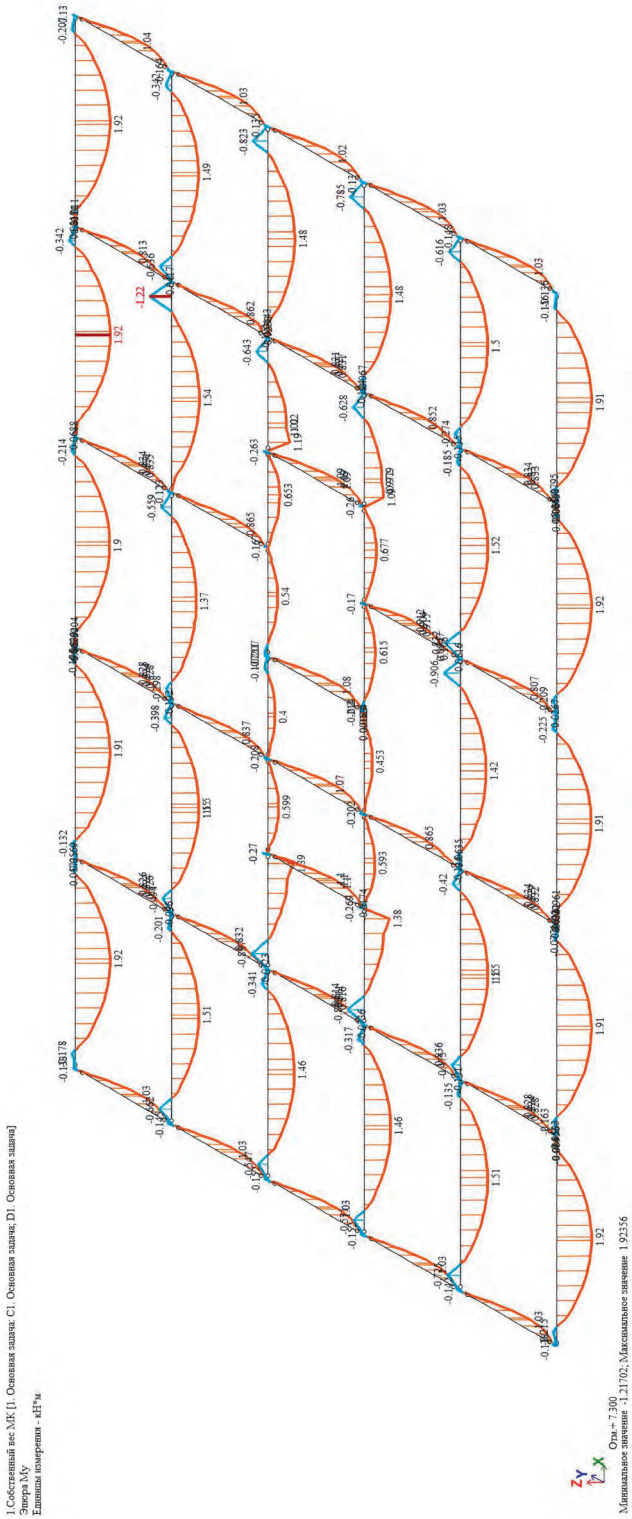
Эпюра M_y

Единицы измерения - кН·м



Минимальное значение -38.0438; Максимальное значение 34.4244

M_y , кН·м (перекрытие на отм. +4.200)

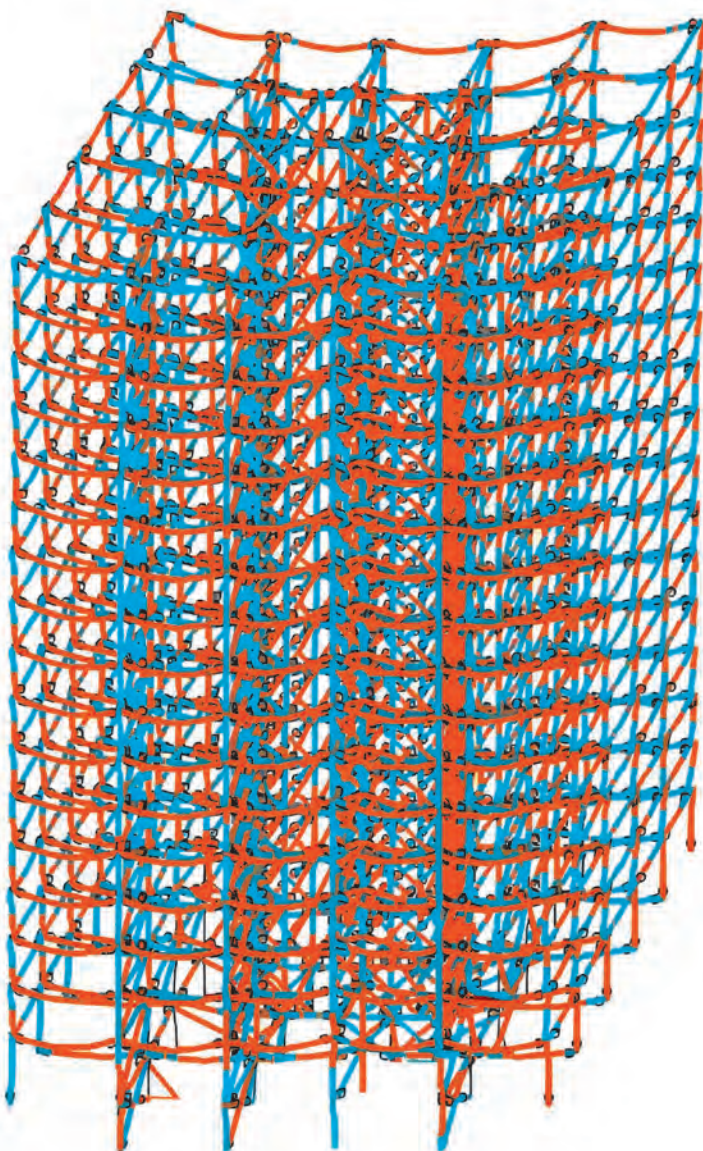


M_z , кН·м

1. Собственный вес МК [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра M_z

Единицы измерения - кН·м



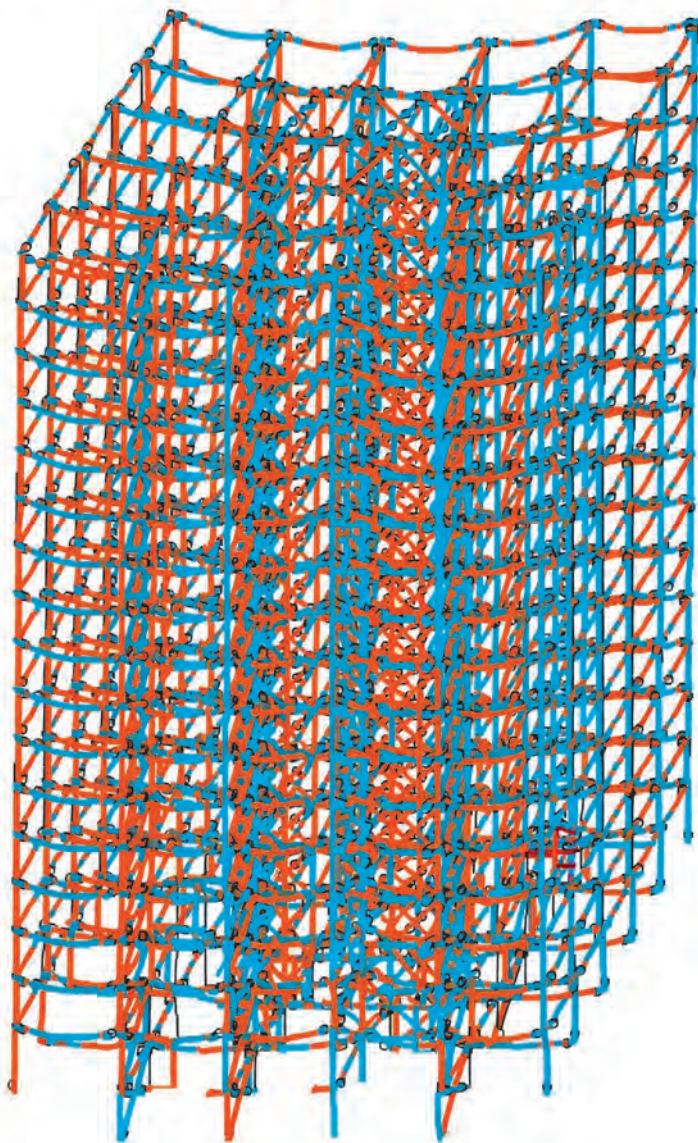
Минимальное значение -22.8531; Максимальное значение 22.6424

Q_y , кН

1. Собственный вес МК [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра Q_y

Единицы измерения - кН



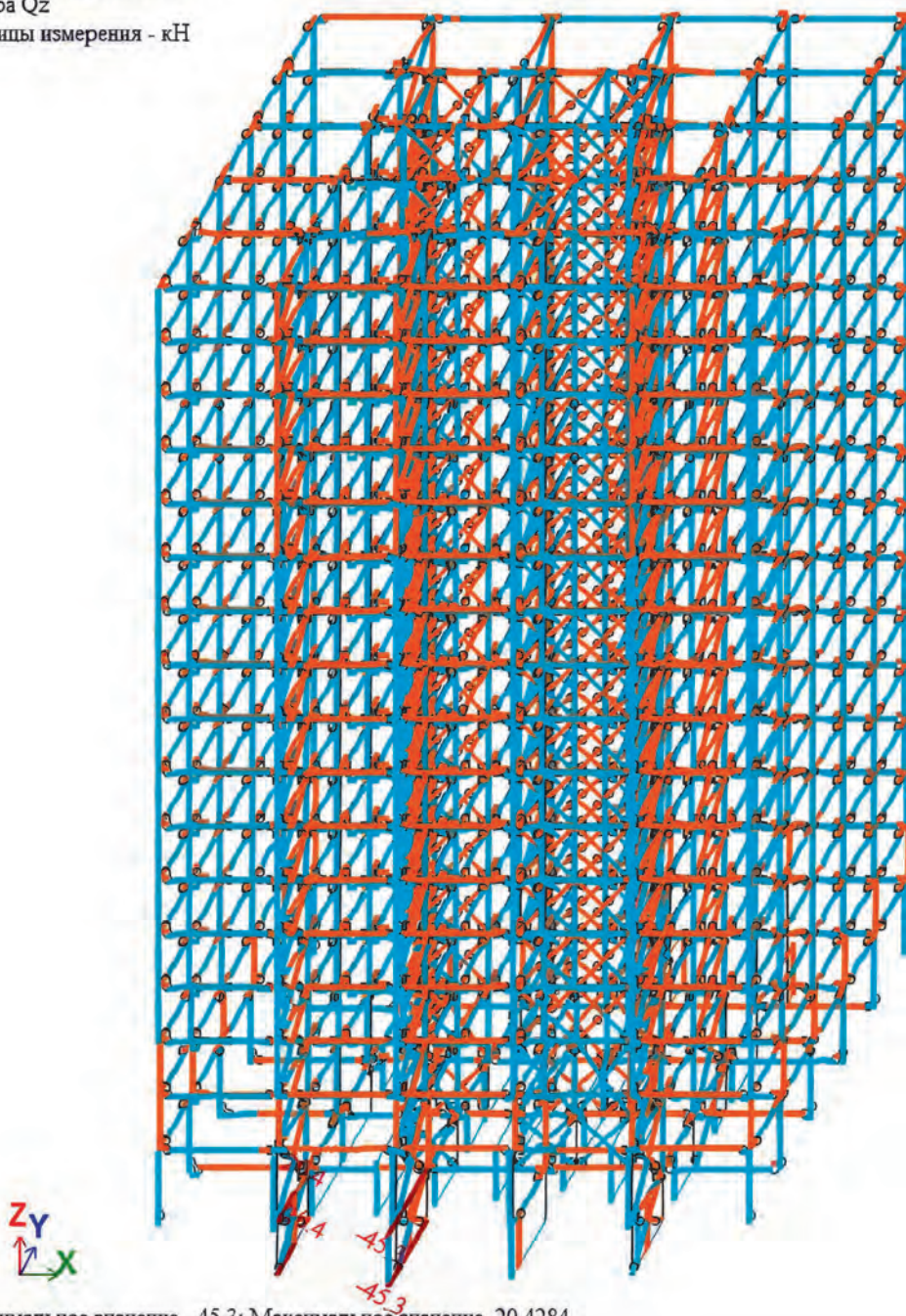
Минимальное значение -11.6791; Максимальное значение 9.5787

Q_z , кН

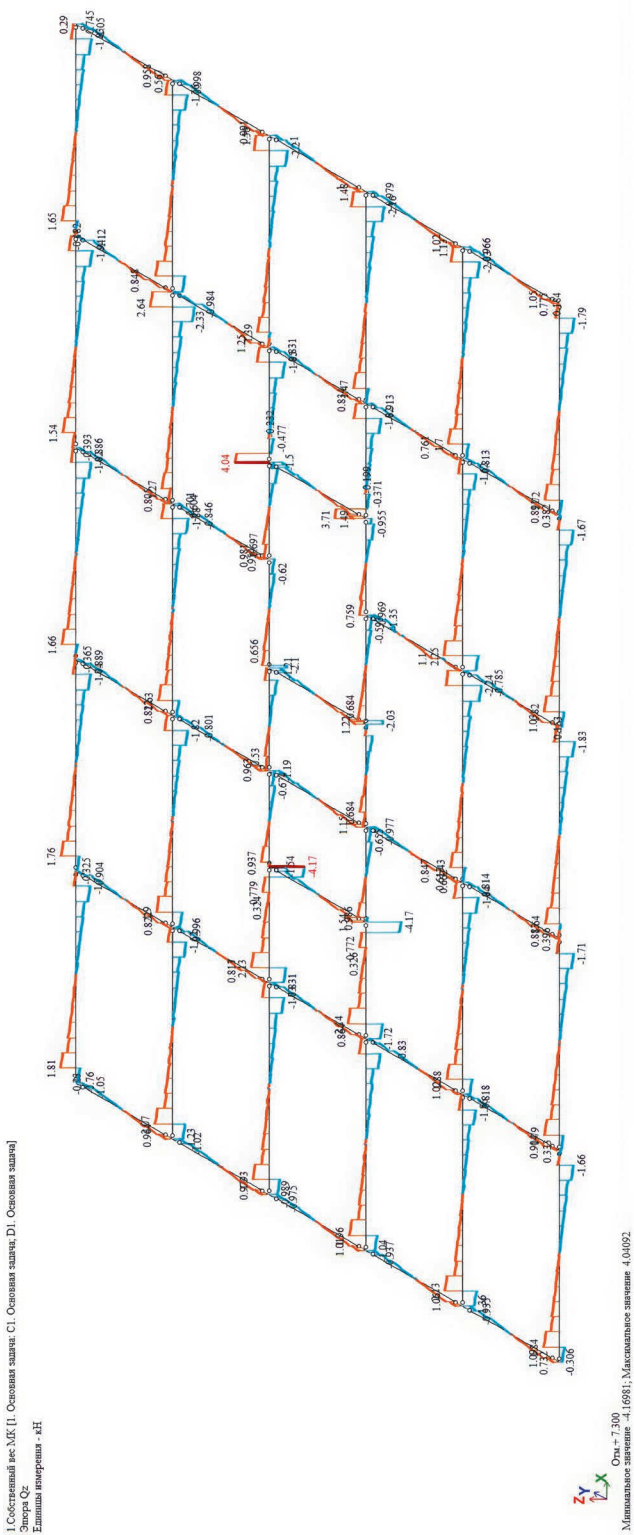
10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра Q_z

Единицы измерения - кН



Q_z , кН (перекрытие на отм. +4.200)



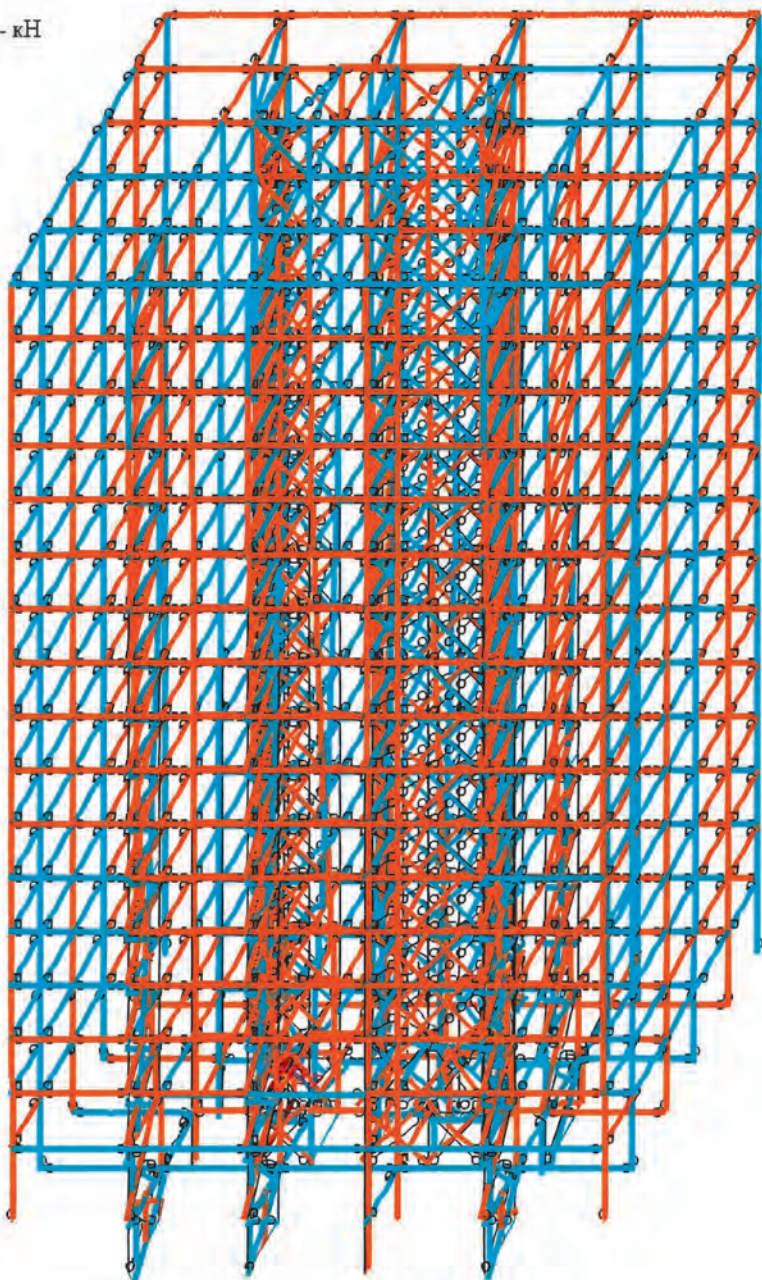
Усилия. 12 загрузка

N , кН

10.Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшора N

Единицы измерения - кН



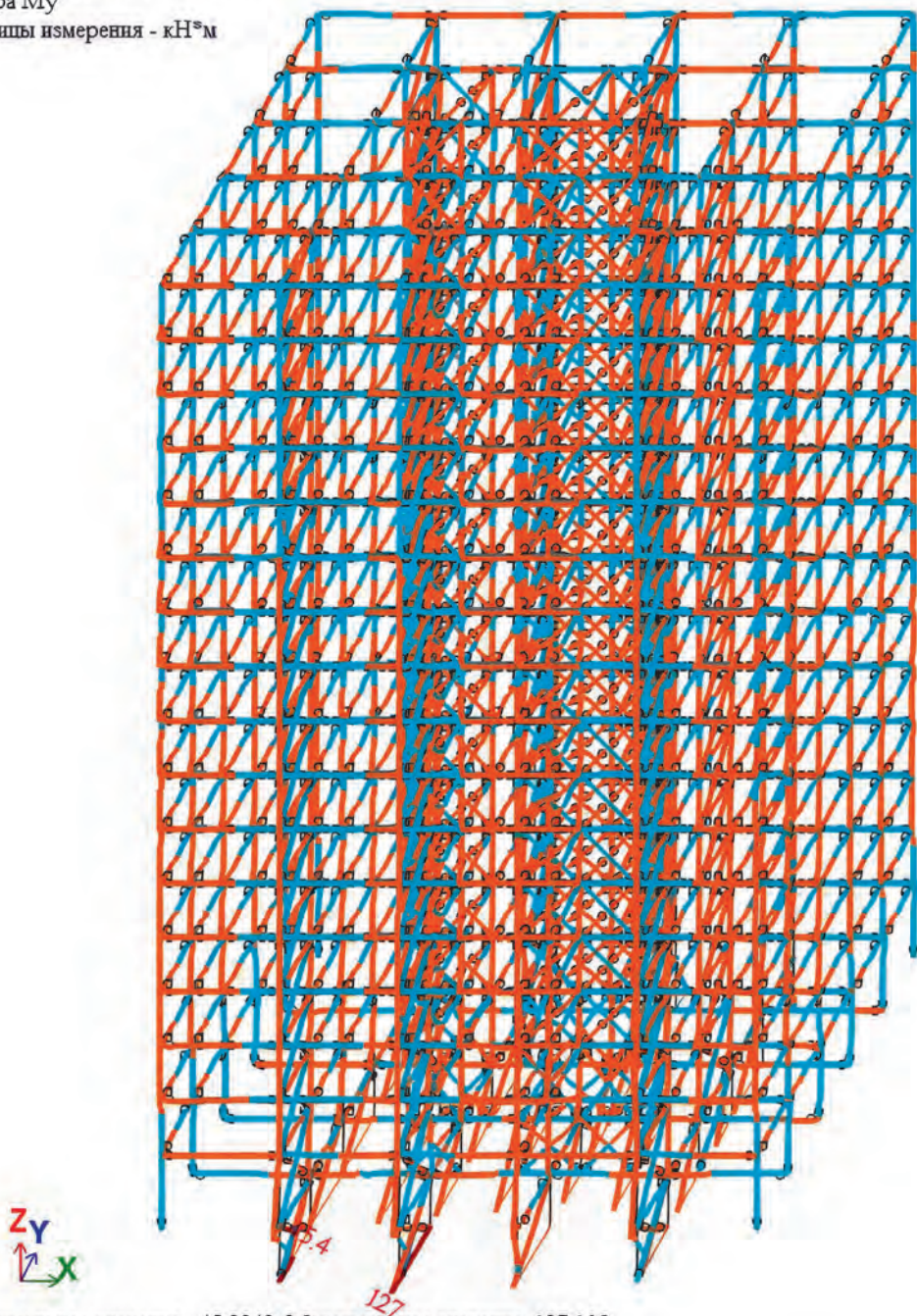
Минимальное значение -476.789; Максимальное значение 487.235

M_y , кН·м

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра M_y

Единицы измерения - кН·м



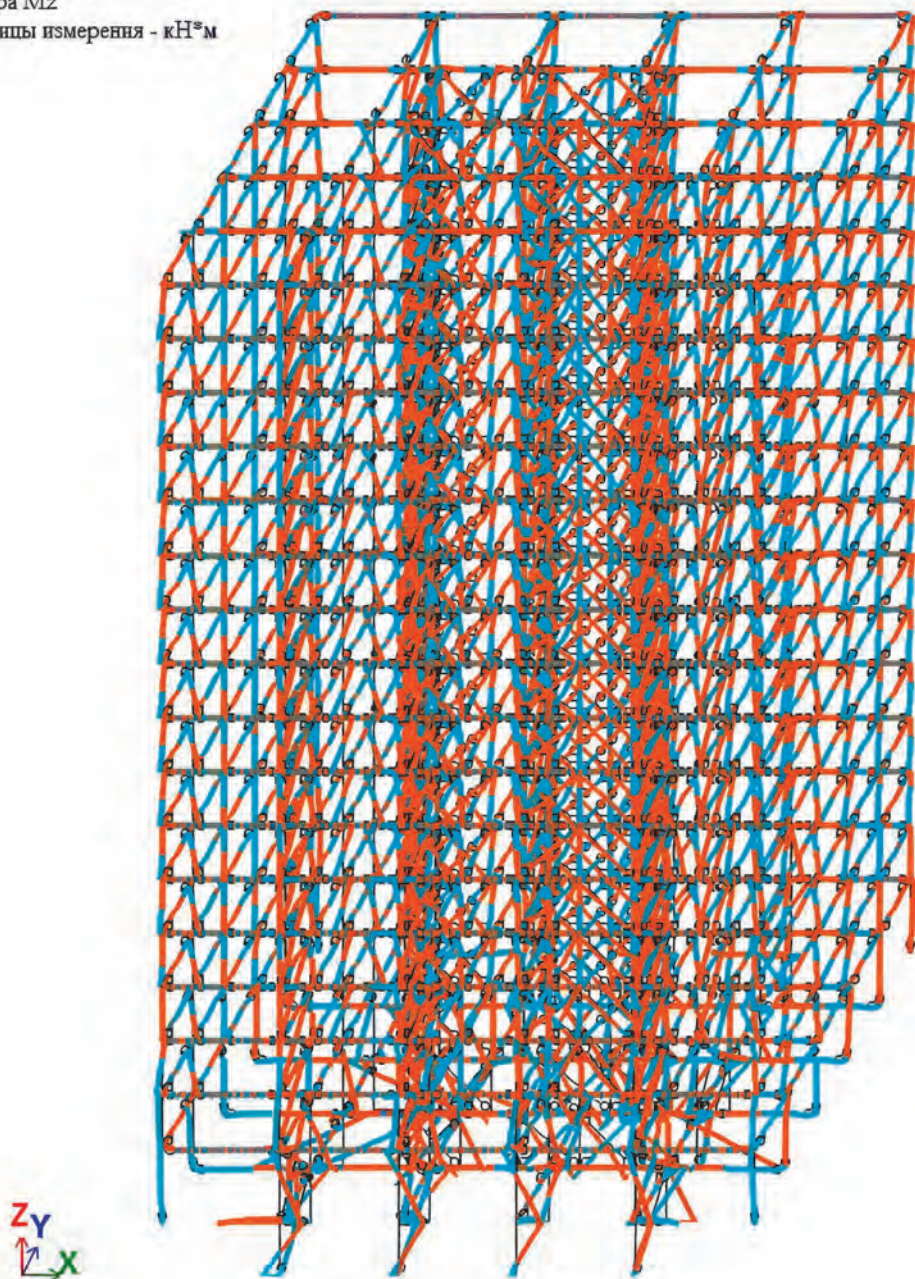
Минимальное значение -45.3943; Максимальное значение 127.105

M_z , кН·м

10. Ветер_дифр ось [1. Основная задача; C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра M_z

Единицы измерения - кН·м



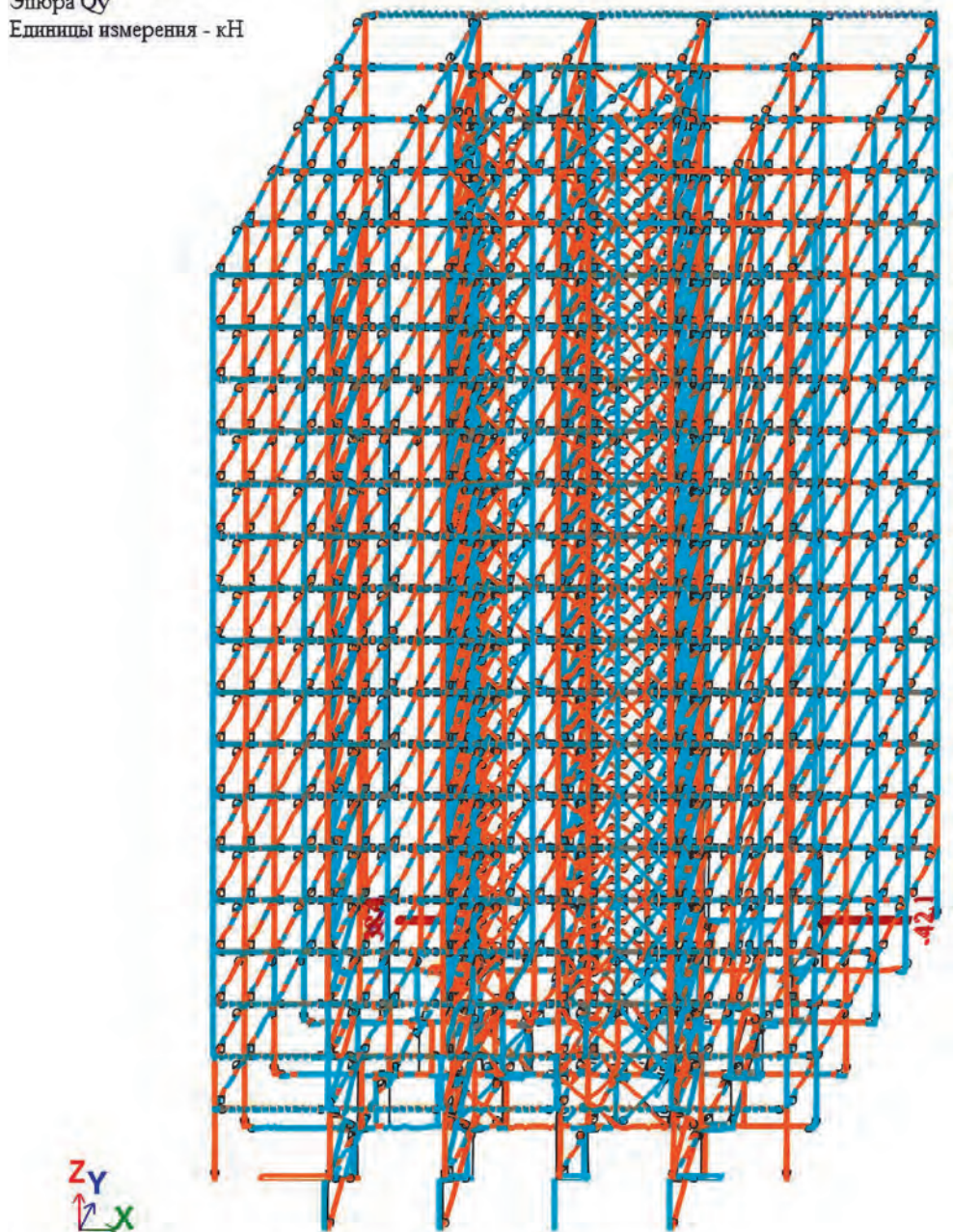
Минимальное значение -14.4309; Максимальное значение 14.7448

Q_y , кН

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эпюра Q_y

Единицы измерения - кН



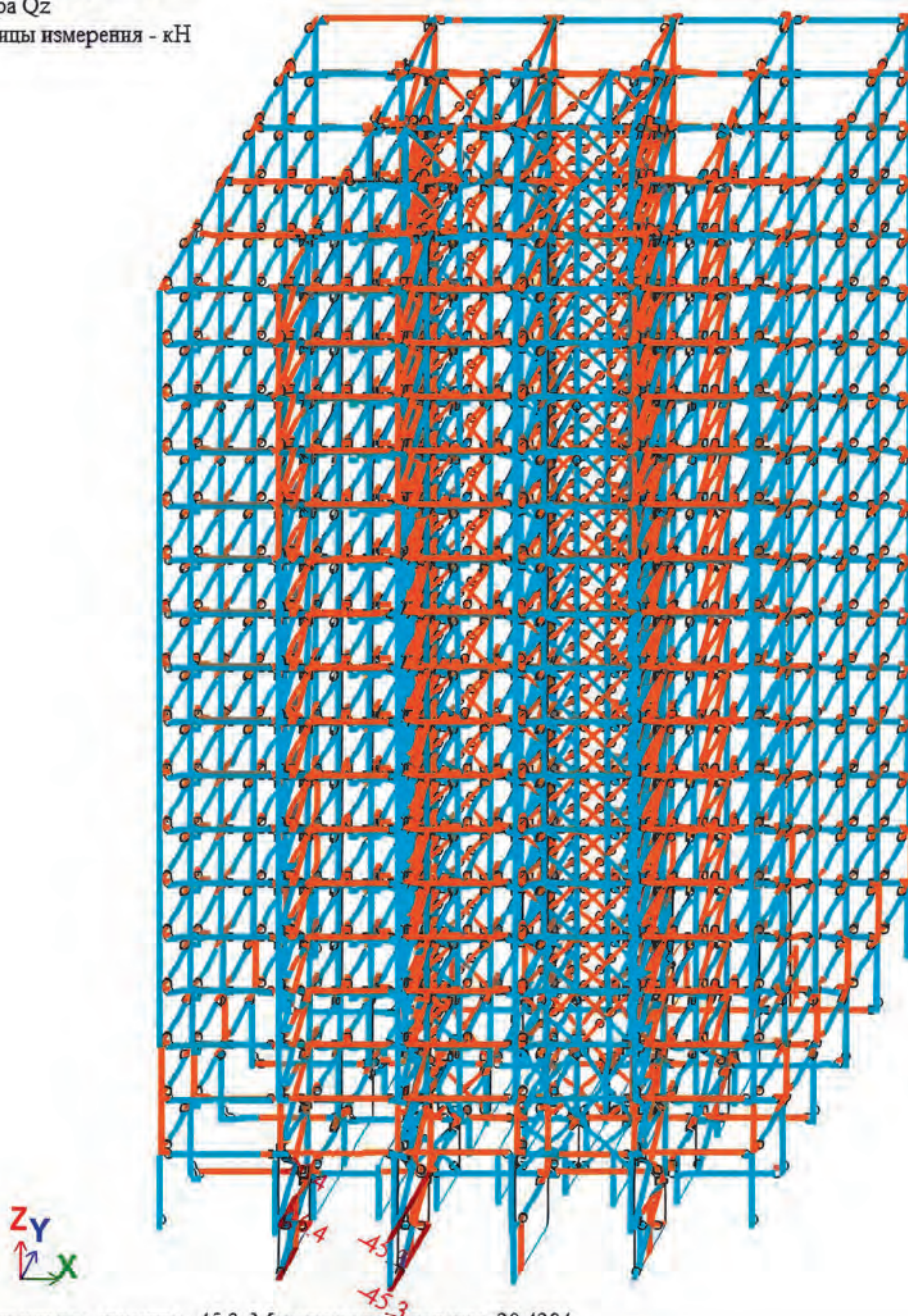
Минимальное значение -42.0903; Максимальное значение 38.4217

Q_z , кН

10. Ветер_цифр оси [1. Основная задача: C1. Основная задача; D1. Основная задача]

Эшора Q_z

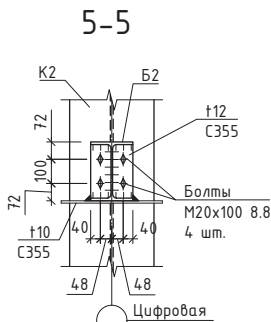
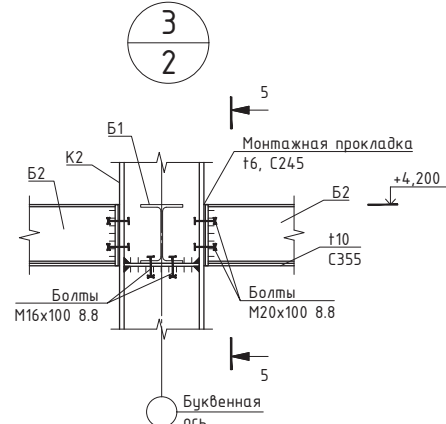
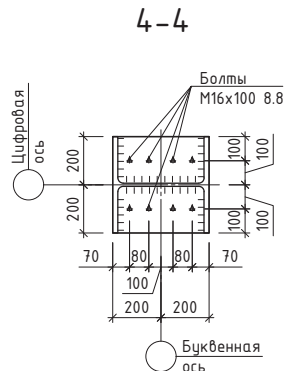
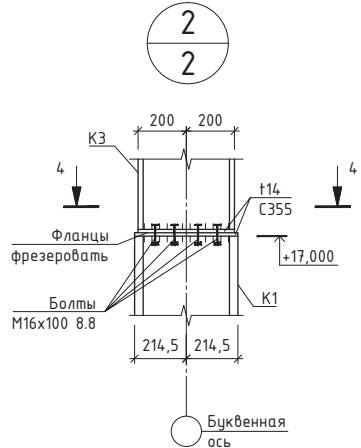
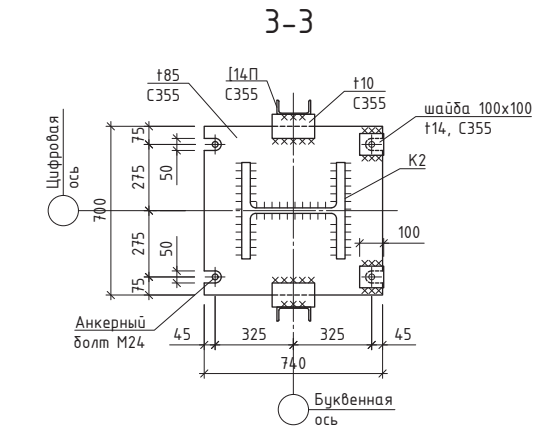
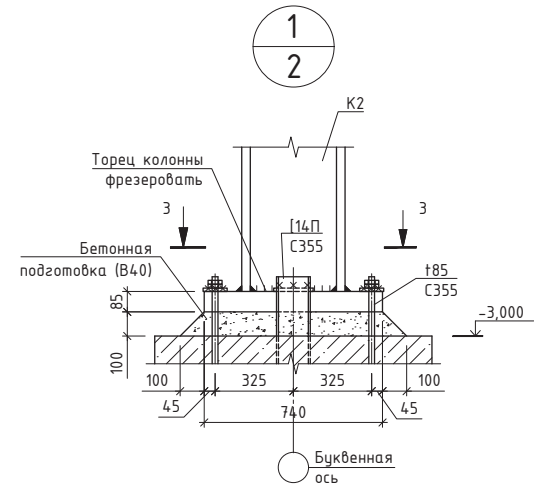
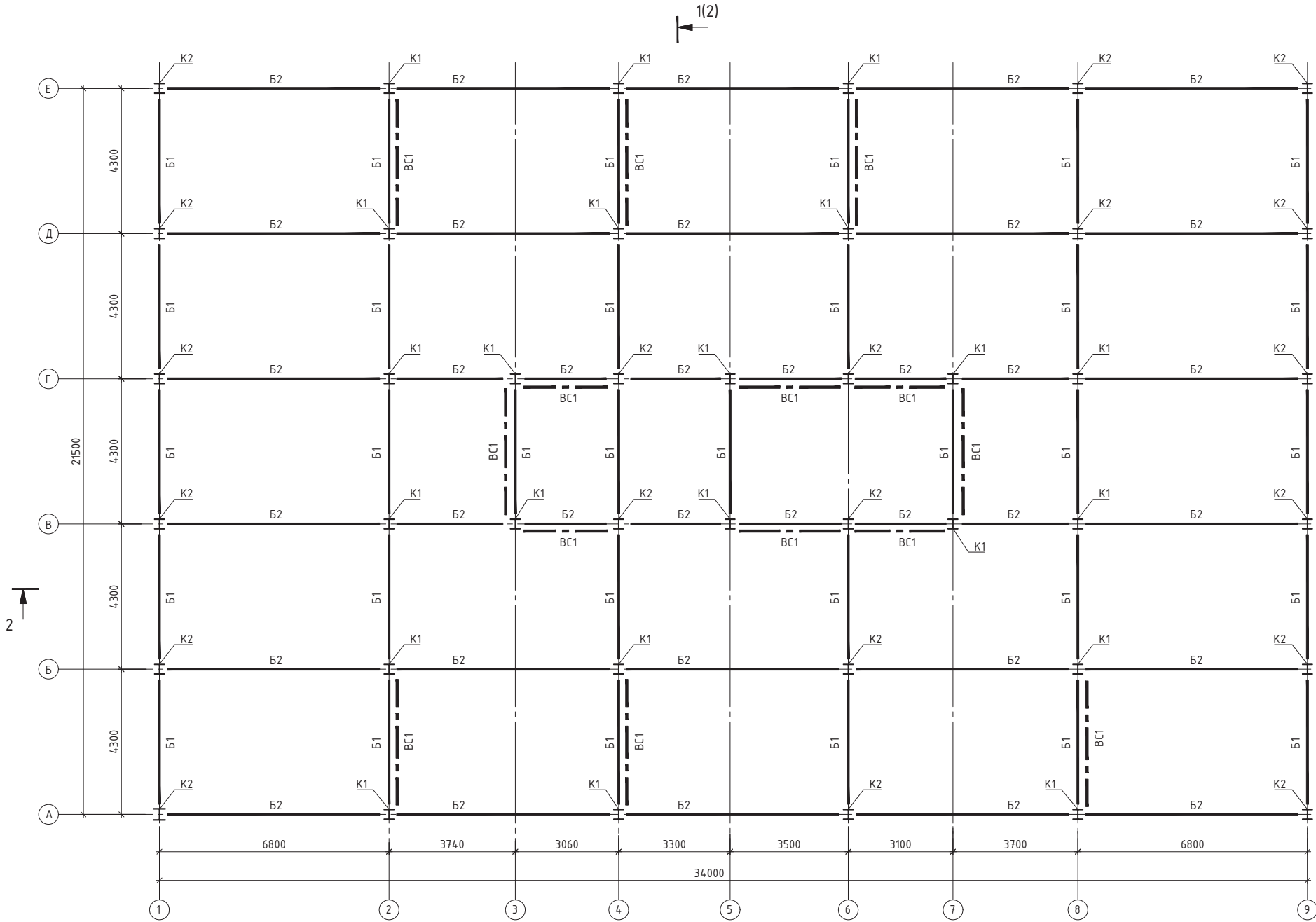
Единицы измерения - кН



Минимальное значение -45.3; Максимальное значение 20.4284

ПРИЛОЖЕНИЕ 4. ПРИМЕР ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

Схема расположения элементов на отм. 0,000

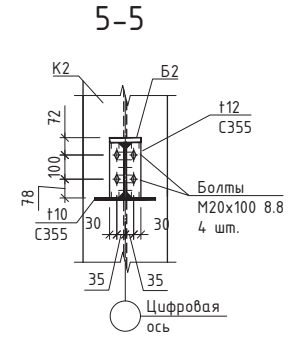
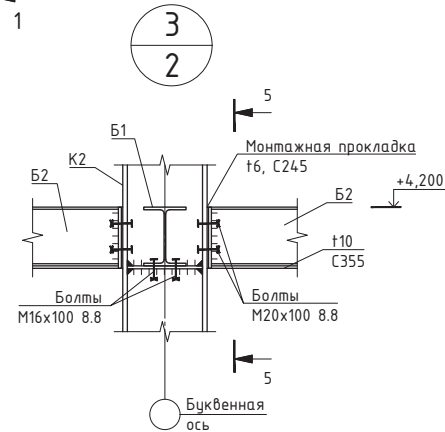
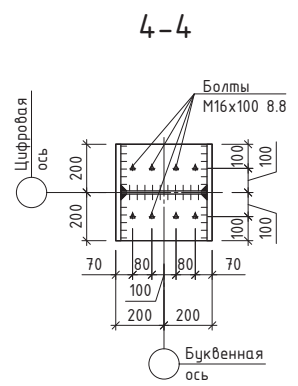
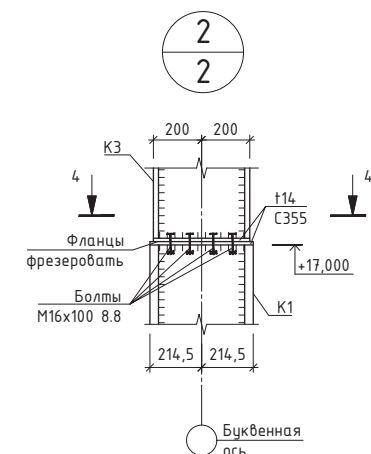
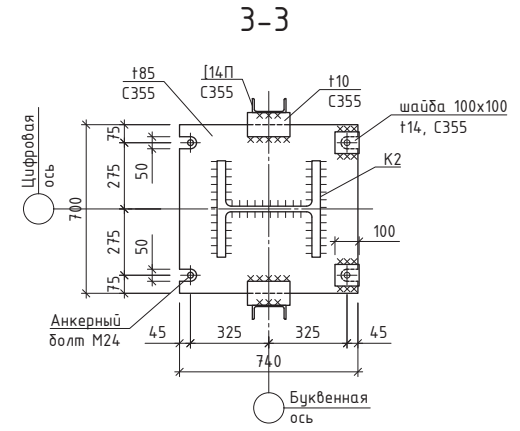
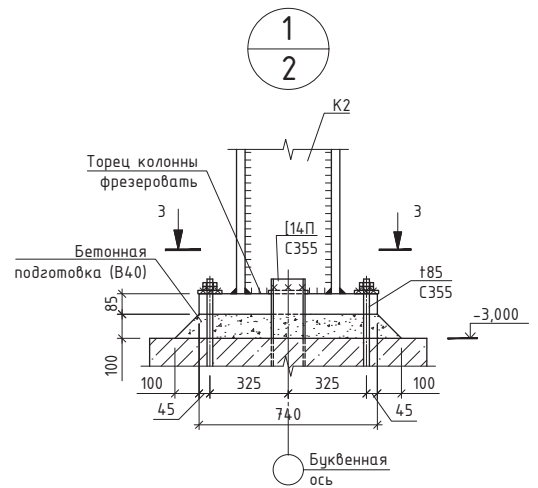
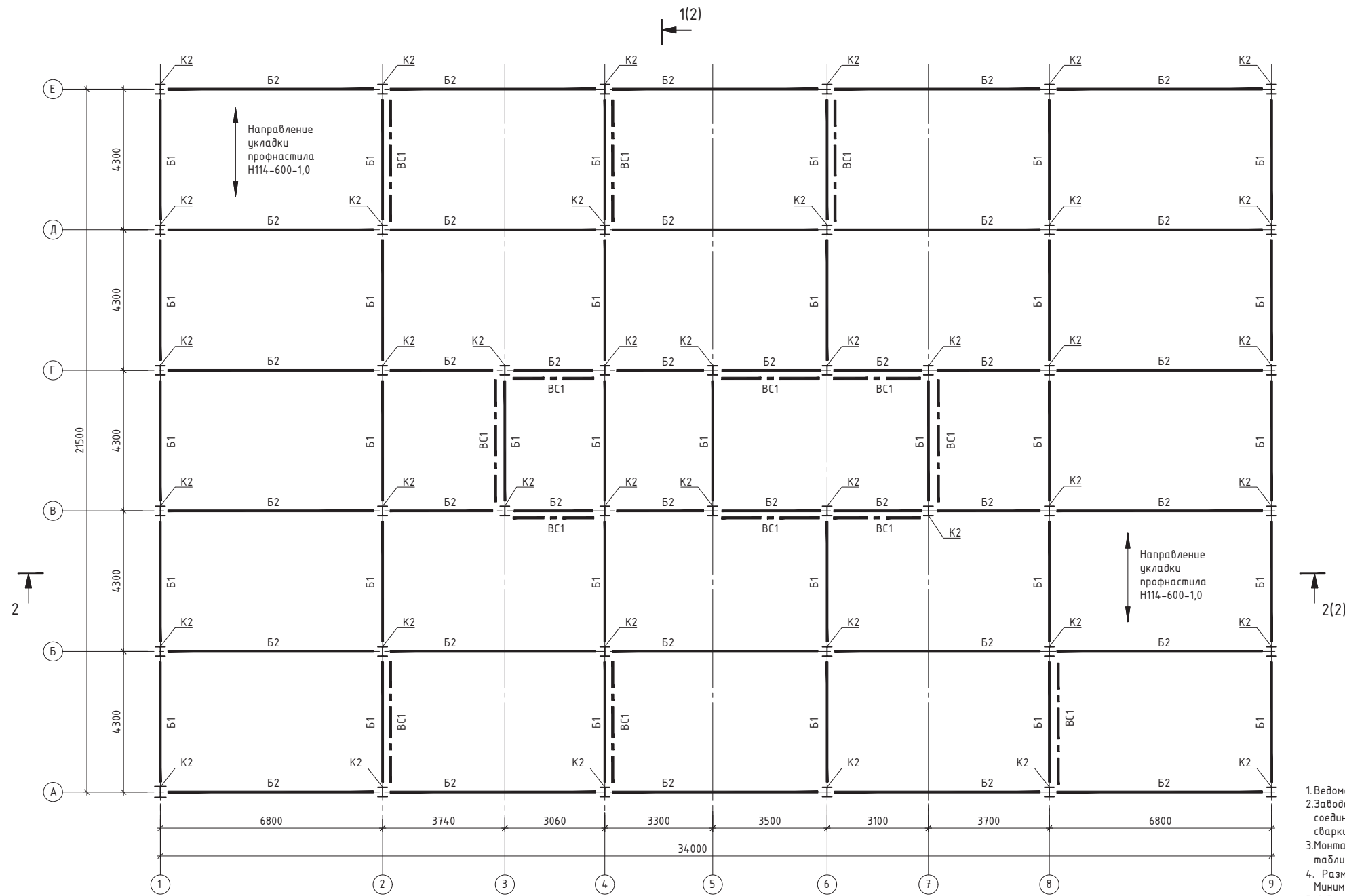


1. Ведомость основных элементов см. л. 2.
2. Заводские соединения элементов конструкций предусмотрены сварными. Заводские сварные соединения рекомендуется выполнять с применением автоматической и полуавтоматической сварки. Марка сварочной проволоки принимается в соответствии с таблицей Г.1 СП 16.13330.2017.
3. Монтажную сварку выполнять по ГОСТ 5264-80 электродами типа 350 по ГОСТ 9467-75 (см. таблицу Г.1 СП 16.13330.2017).
4. Размеры сварных швов назначать по усилиям, указанным в ведомостях элементов и на узлах. Минимальные размеры и форму угловых швов принимать по п. 14.1.7 и таблице 38 СП 16.13330.2017.
5. В болтовых соединениях применены болты нормальной точности. Гайки должны быть закреплены от самоотвинчивания постановкой контргаек.
6. Разность диаметров отверстий и болтов не должна превышать 3 мм.
7. Болты, гайки и шайбы применять без специальных методов обработки. После выполнения монтажных соединений выполнить антикоррозионную защиту.
8. Контроль качества монтажных стыковых соединений производить по табл. 4 ГОСТ 23118-2019.
9. Сварочные работы при низких температурах должны выполняться с предварительным подогревом и другими требованиями СП 70.13330.2012 и СП 16.13330.2017.
10. Минимальную длину сварных угловых швов принимать не менее 60 мм.
11. Элементы конструкций, для которых на схемах, в ведомостях элементов и узлах усилия не указаны, следует крепить не менее, чем двумя болтами или сваркой на усилие ≥ 50 кН.

Изм. №	подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

КОНСТРУКТИВНЫЙ ВАРИАНТ I					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разраб.					
Провер.					
Н.контр.					
Жилое 17-этажное здание				Стadia	Лист
Схема расположения элементов на отм. 0,000. Узлы 1-3				1	2
Формат 380×270 мм					

Схема расположения элементов на отм. 0,000



1. Водомост основных элементов см. л. 2.
2. Заводские соединения элементов конструкций предусмотрены сварными. Заводские сварные соединения рекомендуются выполнять с применением автоматической и полуматематической сварки. Марка сварочной проволоки принимается в соответствии с таблицей Г.1 СП 16.13330.2017.
3. Монтажную сварку выполнять по ГОСТ 5264-80 электродами типа 350 по ГОСТ 9467-75 (см. таблицу Г.1 СП 16.13330.2017).
4. Размеры сварных швов назначать по усилиям, указанным в ведомостях элементов и на узлах. Минимальные размеры и форму угловых швов принимать по п. 14.1.7 и таблице 38 СП 16.13330.2017.
5. В болтовых соединениях применены болты нормальной точности. Гайки должны быть закреплены от самоотвинчивания постановкой контргайки.
6. Разность диаметров отверстий и болтов не должна превышать 3 мм.
7. Болты, гайки и шайбы применять без специальных методов обработки. После выполнения монтажных соединений выполнить антикоррозийную защиту.
8. Контроль качества монтажных стыковых соединений производить по табл. 4 ГОСТ 23118-2019.
9. Сварочные работы при низких температурах должны выполняться с предварительным подогревом и другими требованиями СП 70.13330.2012 и СП 16.13330.2017.
10. Минимальную длину сварных узловых швов принимать не менее 60 мм.
11. Элементы конструкций, для которых на схемах, в ведомостях элементов и узлах усилия не указаны, следует крепить не менее, чем двумя болтами или сваркой на усилие ± 50 кН.

Имя, № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

КОНСТРУКТИВНЫЙ ВАРИАНТ II					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разраб.					
Провер.					
Н.контр.					
Жилое 17-этажное здание				Стadia	Лист
Схема расположения элементов на отм. 0,000. Узлы 1-3				1	2
Формат 380x270 мм					

Марка элемента	Сечение			Усилия для прикрепления			Наименование или марка металла	Примечание		
	Эскиз	Поз.	Состав	A, кН	N, кН	M, кН·м				
K1		1	~370x40	101.5	~6259.9	310.6	С355			
		2	~360x25							
K2		1	~400x21	3.5	~5058.1	21.3				
		2	~360x13							
K3		1	~350x19	0.8	~2890.3	3.5				
		2	~310x12							
K4		1	~250x15	1.0	~1415.0	0.8				
		2	~220x10							
B1		1	~180x11	55.1	~31.3	-				
		2	~220x7							
B2		1	~100x20	181.1	~70.3	-				
		2	~250x8							
		3	~230x10							
BC2		-	□180x5	-	~1229.8	-				

2. Антикоррозионная и противопожарная защита:
 - 2.1. Защита стальных строительных конструкций от коррозии принята в соответствии с требованиями СП 28.13330.2017.
 - 2.2. Окрасочные работы ведутся в соответствии с правилами производства работ согласно СП 72.13330.2016, ГОСТ 12.3.005-75 и требованиям фирмы-производителя лакокрасочного покрытия.
 - 2.3. В соответствии с табл. Ц.1 СП 28.13330.2017 группа и толщина лакокрасочного покрытия принимается I-80 для несущих стальных конструкций, на сварных швах толщина покрытия должна быть увеличена на 30 мкм (прим. 1 к табл. Ц.1).
 - 2.4. Степень очистки поверхности несущих стальных конструкций от окислов (окалины, ржавчины, шлаковых включений) перед нанесением защитных покрытий принимается: 2 - для несущих стальных конструкций; 1 - для сварных швов по табл. X.6 СП 28.13330.2017.
 - 2.5. Конструкции должны быть полностью защищены от коррозии на заводе-изготовителе (п. 9.3.5 СП 28.13330.2017).
 - 2.6. Класс качества антикоррозионного покрытия принимается V в соответствии с п. 9.3.4 СП 28.13330.2017.
 - 2.7. Качество лакокрасочного покрытия должно соответствовать установленному классу по табл. 2. ГОСТ 9.032-74.
 - 2.8. В монтажных стыках и узлах, а также в местах, где окраска повреждена, металлоконструкции должны быть очищены после окончания всех монтажных работ с последующим восстановлением антикоррозионного покрытия.
 - 2.9. Огнезащитное покрытие выполняется в соответствии с проектом огнезащиты. Толщина покрытия принимается на основании расчетов, приведенных в текстовой части проекта.
3. На профили замкнутого сечения (элементы вертикальных связей) установить торцевые заглушки толщиной 4 мм, С245.
4. Профлист крепится в балках самонарезающими винтами В6х25 с уплотнительными шайбами Ш96 в каждой гофре настила. Профилированный настил укладывается на нижние полки балок, ширина опирания принята не менее 80 мм. Соединение листов по ширине выполняется комбинированными заклепками с шагом не более 600 мм путем нахлеста боковых граней.

						КОНСТРУКТИВНЫЙ ВАРИАНТ II			
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Жилое 17-этажное здание	Стадия	Лист	Листов
Разраб.								2	
Провер.									
						Разрезы 1-1, 2-2			
Н.контр.									

Формат 380×270 мм



АССОЦИАЦИЯ РАЗВИТИЯ
СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
info@steel-development.ru
www.steel-development.ru