



Плотников А.Н.  
Арина Н.Н.  
Яковлева О.С.

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МНОГОЭТАЖНОГО РАМНОГО КАРКАСА



Министерство науки и высшего образования  
Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего образования «Чувашский государственный  
университет имени И.Н. Ульянова»

А. Н. Плотников, Н. Н. Аринина, О. С. Яковлева

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО  
МНОГОЭТАЖНОГО РАМНОГО КАРКАСА**

Учебное пособие для вузов

Рекомендовано Федеральным учебно-методическим  
объединением 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 направлению подготовки  
08.03.01 Строительство (уровень бакалавриата) и специальности  
08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений

Чебоксары  
Издательский дом «Среда»  
2021

УДК 693(075.8)  
ББК 38.53-02я73  
ПЗ9

**Ответственный редактор:**  
д-р техн. наук, доцент *М. В. Петров*

**Рецензенты:**

*А. Г. Тамразян* – д-р техн. наук, проф., заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО НИУ «МГСУ»;  
*С. В. Спиридонов* – д-р техн. наук, заместитель директора, главный конструктор ООО «БЭСКИТ», г. Санкт-Петербург;  
*В. М. Поздеев* – канд. техн. наук, зав. кафедрой строительных конструкций и водоснабжения ПГТУ, г. Йошкар-Ола

**Плотников А. Н.**  
**ПЗ9 Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса** : учебное пособие для вузов / А. Н. Плотников, Н. Н. Аринина, О. С. Яковлева; Чувашский гос. ун-т им. И. Н. Ульянова. – Чебоксары: ИД «Среда», 2021. – 132 с.

**ISBN 978-5-907411-57-9**

Рассмотрены вопросы конструктивных особенностей рамного каркаса, сбора нагрузок на поперечную многоэтажную раму, статического расчета поперечной рамы методом конечных элементов, анализа напряженно-деформированного состояния.

Для обучающихся по направлению 08.03.01 Строительство, специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», для студентов III–IV курсов.

DOI 10.31483/a-10307

ISBN 978-5-907411-57-9

© Плотников А. Н., Аринина Н. Н.,  
Яковлева О. С., 2021

© ИД «Среда», оформление, 2021

**ОГЛАВЛЕНИЕ**

Введение .....	5
1. Общие сведения о проектировании железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий.....	6
1.1. Конструктивные системы МПЗ.....	13
1.2. Членение многоэтажных рам на сборные элементы .....	14
1.3. Сопряжение сборных железобетонных конструкций .....	17
2. Компоновка конструктивной схемы здания .....	30
2.1. Общие сведения о компоновке конструктивной схемы здания .....	30
2.2. Балочные сборные перекрытия.....	34
3. Пример расчета и конструирования каркаса.....	38
3.1. Компоновка конструктивной схемы здания .....	38
3.2. Выбор расчетной схемы каркаса .....	42
3.3. Определение усилий в ригеле поперечной рамы .....	42
3.3.1. Расчетная схема и нагрузки .....	42
3.3.2. Роль нагрузок и воздействий в расчетах конструкций.....	44
3.3.3. Сбор нагрузок на раму .....	50
3.3.4. Уточнение размеров элементов рамы и расчетные пролеты... ..	57
3.4. Реализация расчета в ПК «Лира» .....	58
3.4.1. Создание расчетной схемы (модели) многоэтажного здания.. ..	58
3.4.2. Расчетные сечения .....	61
3.4.3. Упаковка схемы.....	65
3.4.4. Загружения и нагрузки .....	66
3.5. Просмотр и анализ результатов расчета .....	78
4. Перераспределение моментов в ригеле под влиянием образования пластического шарнира.....	102
4.1. Понятие о пластическом шарнире .....	102
4.2. Последовательность перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой конструкции .....	104
4.3. Принцип расчета продольной арматуры ригеля.....	111
5. Содержание графической части компоновки конструкций железобетонного многоэтажного здания в курсовом проекте.....	114
6. Контрольные вопросы.....	115
Заключение .....	119
Список литературы .....	120



Приложения.....	121
1. Бланк-задание на курсовое проектирование .....	121
2. Минимально допустимые классы бетона элементов с предварительно напряженной арматурой .....	122
3. Значения начального модуля упругости бетона $E_b$ .....	122
4. Значения модуля упругости арматуры $E_s$ .....	122
5. Нормативные значения веса снегового покрова $S_g$ на $1 \text{ м}^2$ горизонтальной поверхности земли .....	123
6. Нормативные значения ветрового давления $w_0$ .....	123
7. Коэффициент $k(z_e)$ для высот $z \leq 300 \text{ м}$ .....	124
8. Значения параметров $k_{10}$ и $\alpha$ для различных типов местностей...	124
9. Типы местности.....	125
10. Классификация сооружений по ГОСТ 27751-2014 .....	126
11. Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n$ .....	126
12. Требования к проектной документации.....	127
13. Пример оформления графической части курсового проекта.	
Лист 1 .....	129

### Введение

Многоэтажные здания, несущая система которых представляет собой рамный каркас, наиболее эффективно обеспечивают сопротивление повышенным нагрузкам на перекрытия (до 25 кН/м<sup>2</sup>), что характерно для промышленных зданий. Они позволяют получить большую высоту этажей – до 6 м. В последнее время все чаще рамные каркасы применяются и для многоэтажных жилых зданий как имеющие большую жесткость при сопротивлении деформациям от неравномерных осадок основания.

Изучению механики работы и принципов конструирования рамных каркасов в основном посвящен курсовой проект по дисциплинам «Проектирование железобетонных конструкций», «Железобетонные конструкции. Общий курс». Курсовой проект предусматривает проектирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания (МПЗ) рамной каркасной конструктивной системы в сборном исполнении. При выполнении курсового проекта закрепляются теоретические знания, приобретаются навыки построения расчетной схемы здания и анализа результатов расчета, развиваются навыки графического оформления чертежей железобетонных и каменных конструкций.

Задачей пособия является более подробное ознакомление студентов с конструктивными системами многоэтажных каркасных зданий с их сопоставлением; принципами создания расчетной схемы и сбора нагрузок; получением необходимых для дальнейших расчетов усилий; анализом деформаций; процедурой перераспределения усилий между элементами каркаса.

Исходные данные для проектирования каждому студенту выдаются индивидуально. Пособие поможет студентам заочной формы обучения самостоятельно выполнить все этапы, касающиеся проектирования железобетонных конструкций МПЗ.

Последовательность изложения материала в пособии согласуется с поэтапным выполнением курсового проекта. В каждом разделе приводятся необходимые указания по расчёту железобетонных конструкций по предельным состояниям в строгом соответствии с действующими на 2021 г. нормативными документами.

В приложении приведены необходимые справочные данные для расчета железобетонных и каменных конструкций и образец графического изображения информации, представляющего конечный результат проектирования.

## 1. Общие сведения о проектировании железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий

Совокупность горизонтальных и вертикальных несущих конструкций, обеспечивающих пространственную жесткость и устойчивость здания, согласно принятому объемно-планировочному решению, образует конструктивную систему здания.

Многоэтажные здания выполняются в каркасной или бескаркасной конструктивных системах. Каркасная система применяется в основном для промышленных, общественных и административных зданий, а в последнее время и для жилых зданий. Бескаркасная система чаще всего используется для жилых зданий, иногда для административных. Здания, в которых совмещены каркасная и бескаркасная системы, называются комбинированными.

Несущие пространственные системы многоэтажных каркасных зданий состоят из стержневых (с точки зрения классической строительной механики) железобетонных элементов и обладают чаще всего регулярной структурой. Применяются три основные конструктивные системы каркасных зданий, которые отличаются характером работы (восприятием горизонтальных усилий) и конструкцией узлов соединения колонн и ригелей: рамная, связевая и рамно-связевая.

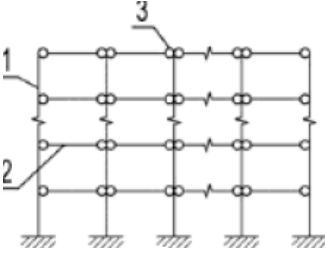
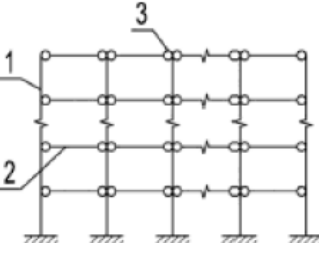
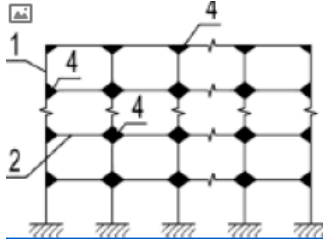
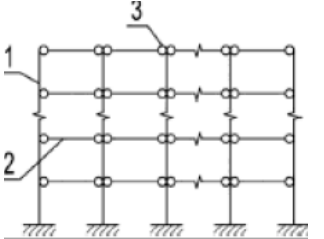
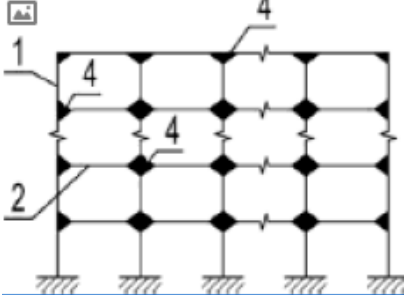
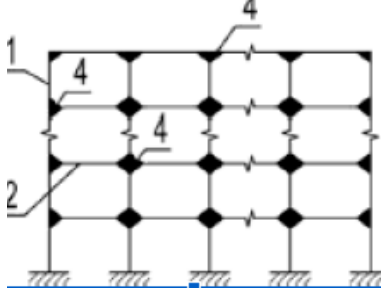
Расчётные стержневые схемы вертикальных рам каркасных зданий приведены в табл. 1.

В **рамной** системе (рис. 1.1) все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются поперечными или продольными рамами каркасов с жесткими узлами ригелей перекрытий и колонн с замоноличиванием их стыков.

В **связевом** каркасе (рис. 1.2) стержневые элементы (колонны и ригели) рассчитываются только на действие вертикальных нагрузок, а вся горизонтальная нагрузка передается на систему продольных и поперечных диафрагм, связей жесткости, соединенную с примыкающими к ним колоннами, при этом соединение колонн и ригелей является шарнирным.

# Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Таблица 1

Схема связевого каркаса (без указания связей)	
	
Тип рамы: поперечная	Тип рамы: продольная
обозначения: 1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – шарнирный узел	
Схема каркаса из плоских рам	
	
Тип рамы: поперечная	Тип рамы: продольная
обозначения: 1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – шарнирный узел; 4 – жесткий узел	
Схема пространственного рамного каркаса	
	
Тип рамы: поперечная	Тип рамы: продольная
обозначения: 1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – шарнир; 4 – жесткий узел	

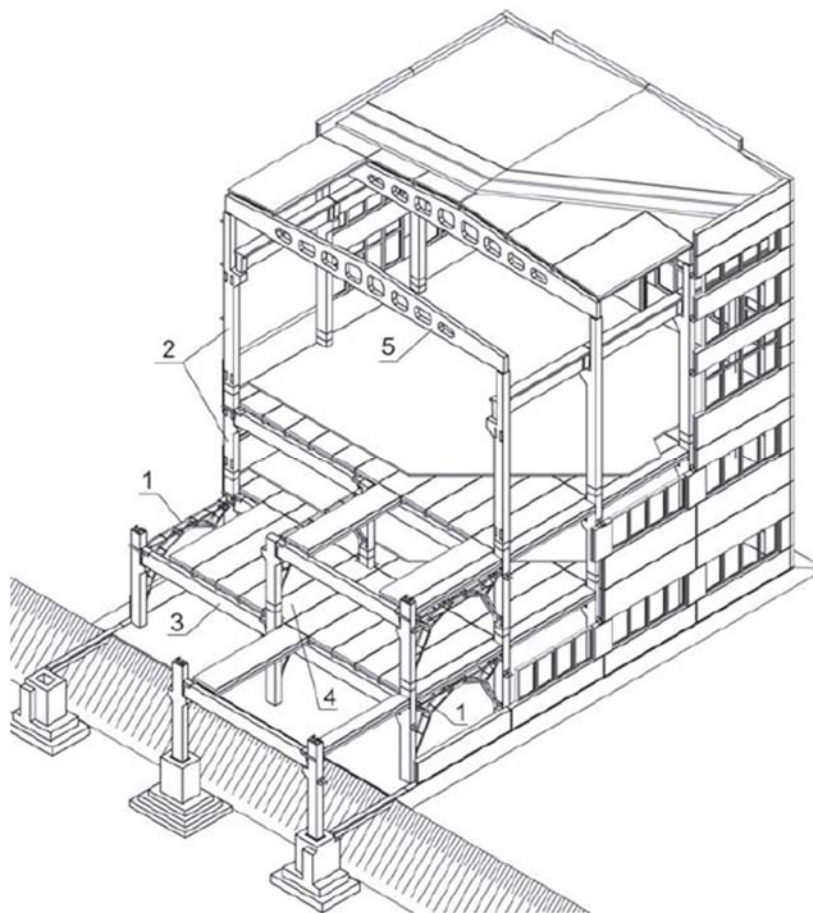


Рис. 1.1. Многоэтажное здание рамной конструктивной системы (серия 1.420-12, ранее ИИ-20):

- 1 – вертикальные связи по колоннам;
- 2 – железобетонные колонны высотой на этаж;
- 3 – железобетонные ригели;
- 4 – плита-распорка;
- 5 – балка покрытия

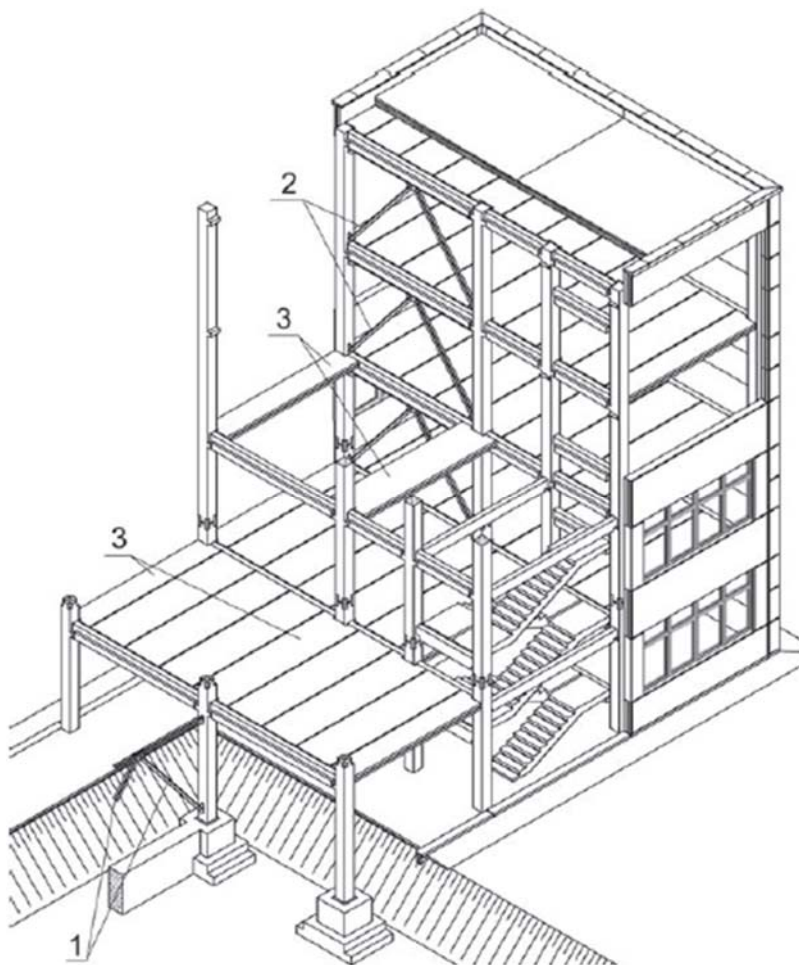


Рис. 1.2. Многоэтажное здание связевой конструктивной системы (серия 1.020.1, ранее ИИ-04):

- 1 – стальные связи на всех этажах здания в продольном направлении;
- 2 – стальные связи на всех этажах здания в поперечном направлении;
- 3 – плиты-распорки, установленные по осям колонн в продольном направлении

Устойчивость связевого каркаса без вертикальных связей жесткости (крестообразных, порталных и т.п.) или диафрагм жесткости (специальных железобетонных стен) невозможна. Соединенные между собой плиты перекрытия образуют жесткий горизонтальный плоский элемент здания.

**В рамно-связевом** каркасе предусмотрены рамы с жесткими узлами в поперечном направлении и шарнирные в продольном направлении с установкой вертикальных связей жесткости между колоннами в продольном и поперечном направлениях на всю высоту каркаса, не менее чем в двух продольных рядах колонн. Каркас представляет собой пространственную систему, состоящую из плоских поперечных рам с жесткими узлами сопряжения ригеля с колонной, объединенных между собой с помощью плит междуэтажных перекрытий и покрытия, образующих жесткий в своей плоскости диск и элементов жесткости по колоннам продольного направления. Таким образом горизонтальные нагрузки воспринимаются как связевой системой диафрагм жесткости, так и рамами каркаса (рис. 1.3).

Частный случай рамно-связевого каркаса -- комбинированно-связевый каркас, в котором необходимо предусматривать установку жестких узлов по крайним колоннам поперечных рам. Число шарнирных и жестких узлов следует определять расчетом. Комбинированно-связевые каркасы рекомендуется применять при этажности не более пяти.

Каркасные здания могут иметь несущие наружные стены, например, из каменной кладки, и внутренние колонны, т.е. образовывать неполный каркас.

Расположение элементов жесткости в плане здания и их конструктивные решения даны в табл. 2.

Здания по всем конструктивным схемам выполняют в сборном, сборно-монолитном или монолитном железобетоне в зависимости от конкретных условий строительства.

Реальные конструкции каркасов обладают соединениями конечной жесткости, т.е. не однозначно жесткими или шарнирными. В данном пособии будут рассмотрены только рамные каркасы с жесткостями узлов, стремящимся к абсолютным значениям, что как правило, принимается в строительной практике. Корректировка на податливость узлов проводится путем расчета на перераспределение усилий.

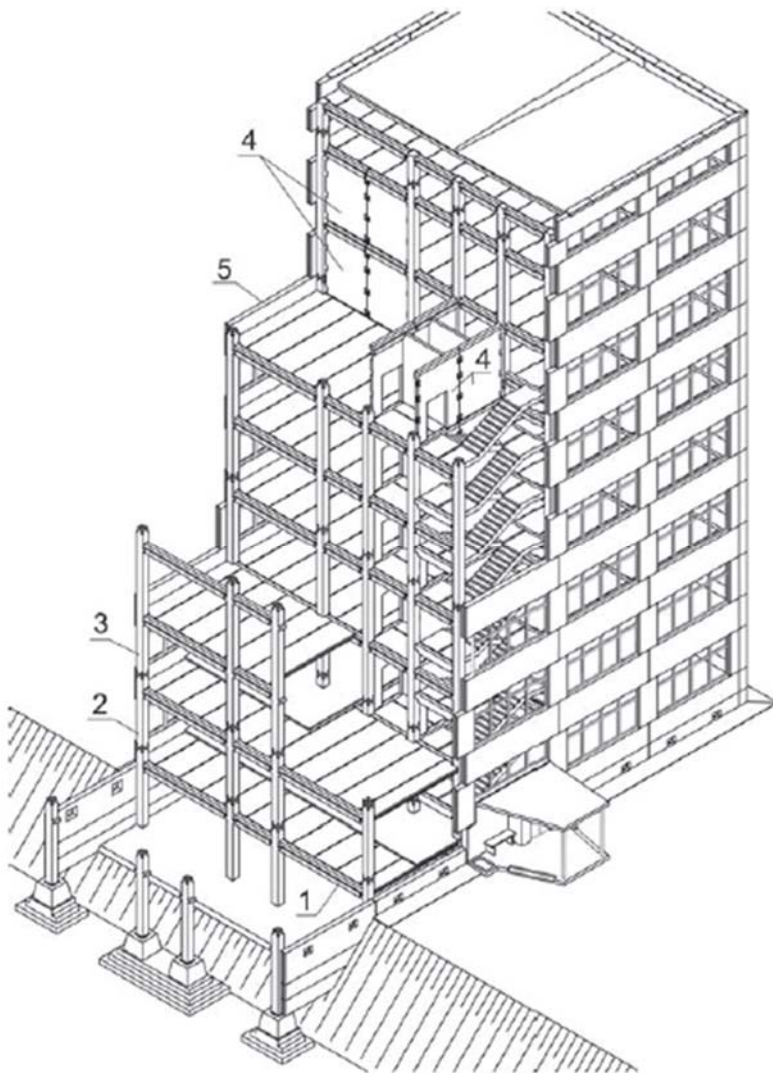
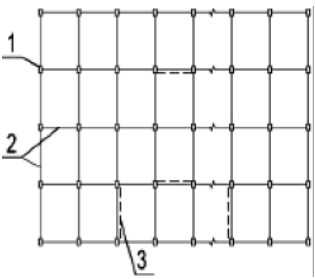
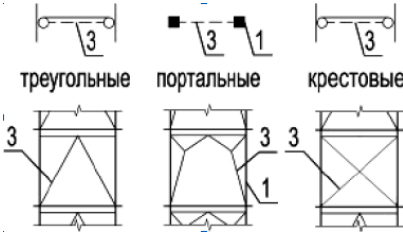
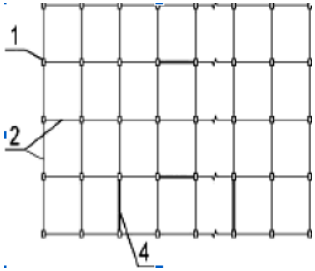
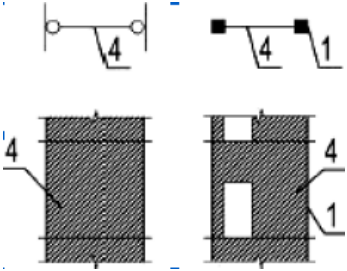
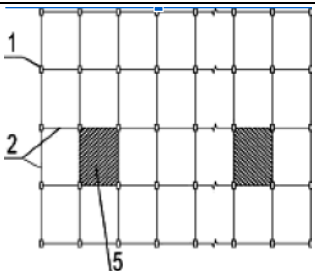
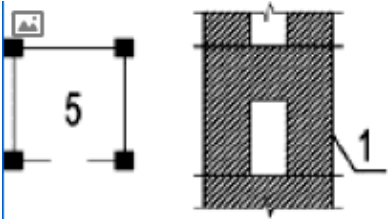


Рис. 1.3. Многоэтажное здание рамно-связевой конструктивной системы (серия 1.020.1, ранее ИИ-04):  
1 – железобетонные ригели;  
2 – железобетонные колонны высотой на этаж;  
3 – железобетонные колонны высотой на два этажа;  
4 – диафрагмы жесткости в плоскости поперечных и продольных рам;  
5 – наружные стеновые панели



Таблица 2

Металлические связи	
	 <p>треугольные      портальные      крестовые</p>
Диафрагмы жесткости	
	
Ядра жесткости	
	
<p>Обозначения: 1 – колонна; 2 – ригель перекрытия; 3 – металлическая связь (связевая панель); 4 – диафрагма жесткости (сплошные или с проемами); 5 – ядро жесткости</p>	

Статический расчет с учетом податливости узлов в массовой практике реализуется редко. Для этого можно воспользоваться справочными данными. Для широкого внедрения в практику таких расчетов требуется проведение дальнейших исследований и разработка специальных методических рекомендаций.

Статический расчет рамных каркасов может проводиться как в трехмерной постановке задачи (в этом случае можно задать неравномерные осадки основания в случае сложной геологии, влияния подвижной нагрузки), так и с разделением каркаса на отдельные плоские рамы в случае уверенности в минимальных неравномерных осадках основания.

Достаточно полное представление о типовых унифицированных конструкциях производственных зданий, конструктивных схемах, обеспечении жесткости здания, конструировании сопряжений конструкций дает [14]. Книга ориентирована на студентов строительных специальностей, но зачастую и практикующие инженеры применяют сведения и информацию, приводимые в ней.

### 1.1. Конструктивные системы МПЗ

МПЗ распространены в легкой, пищевой, химической и электротехнической промышленности, в точном приборостроении, машиностроении, в качестве складов, холодильников, а также аналогичных, связанных с обработкой не грузоемких деталей, производствах со спецификой по функциональному назначению.

Основными объемно-планировочными параметрами здания являются шаг, пролет и высота.

Расстояния вдоль здания между несущими конструкциями обычно называют шагами ( $a$ ), расстояния поперек здания – пролетами ( $L$ ), а высота ( $h$ ) – расстояние между уровнями чистых полов. Совокупность расстояний между колоннами в продольном и поперечном направлениях называют сеткой колонн.

Единство технических решений при проектировании промышленных зданий основано на унификации объемно-планировочных параметров. Это достигается ограничением числа размеров пролетов, шагов, высот этажей и величиной нагрузок на типовые конструкции. Например, соответствии с унифицированными габаритными схемами, с полезной нагрузкой на перекрытие от 5 до 25 кН/м<sup>2</sup> для МПЗ предусматривают сетку колонн 6 x 6 и 6 x 9 м, высоту этажей принимают кратно 1,2 м, т.е. 3,6; 4,8 и 6,0 м. Дополнительные высоты: 7,2 м – для первого этажа и верхнего этажа пролетом до 18 м, оборудованного подвесным краном; 8,4 и

10,8 м – для верхнего этажа пролетом до 18 м, оборудованного опорным краном грузоподъемностью 10 т, при пролете нижних этажей 6 м. Высоты МПЗ принимают от 3 до 7 этажей при общей высоте до 40 м. Для некоторых видов производств – 12–14 этажей.

Несущий остов здания должен воспринимать все нагрузки и воздействия, оказывающие на него влияние, и при любых невыгодных сочетаниях этих нагрузок и воздействий обеспечивать необходимую прочность и устойчивость.

### **1.2. Членение многоэтажных рам на сборные элементы**

Многоэтажные сборные каркасы подвергают членению на отдельные элементы, изготавливаемые на заводах и полигонах, с последующей укрупнительной сборкой, с соблюдением требований технологичности изготовления и монтажа конструкций. Каркас может быть расчленен по рамной и линейной схемам.

Линейная схема – колонны и ригели представляют собой прямолинейные элементы. Колонны стыкуют выше уровня перекрытия, а ригели – по грани колонны.

Рамная схема – в целях сохранения монолитных узлов рамы разрезке подвергают колонны и некоторые ригели.

Ригели рамы членят преимущественно на отдельные прямолинейные элементы, стыкуемые по грани колонны скрытым или консольным стыком (рис. 1.4). Пример компоновки рамного каркаса приведен на фотографиях (рис. 1.5 и 1.6).

Колонны также членят на прямолинейные элементы, стыкуемые через один или два этажа – выше уровня перекрытия. Чтобы сохранить монолитность узлов и уменьшить число типов сборных элементов, многоэтажные рамы в некоторых случаях членят на отдельные однопролетные одноэтажные рамы.

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей каркасного здания.

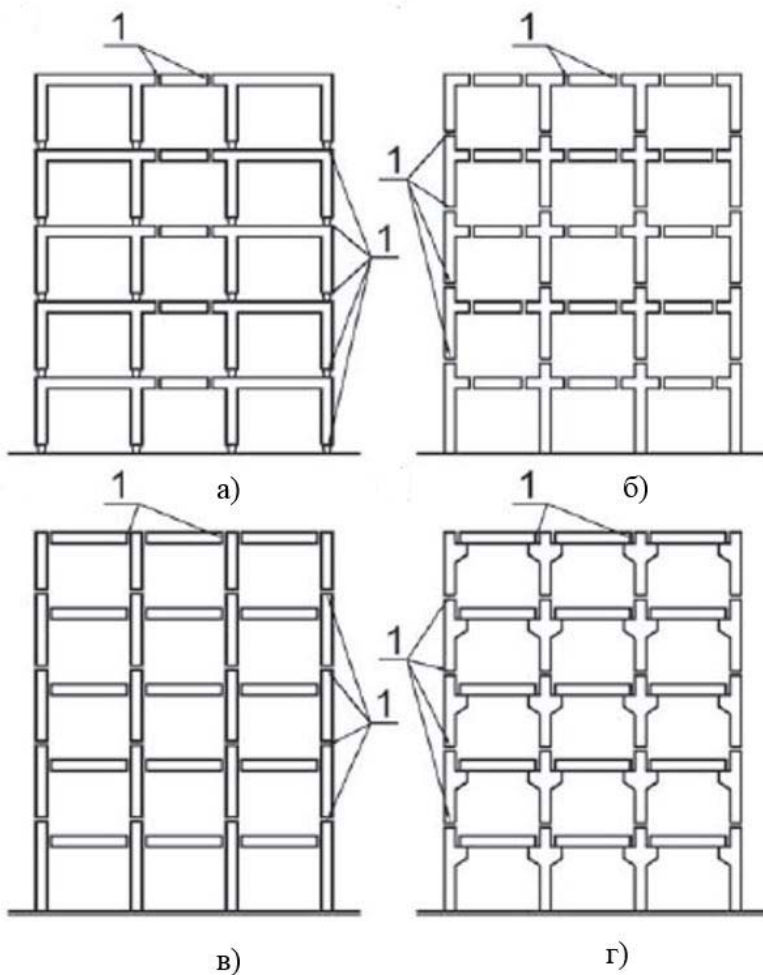


Рис. 1.4. Схемы членения многоэтажных каркасов:  
а) П-образные рамы с консолью, соединенные прямолинейными вставками;  
б) крестообразные колонны, соединенные прямоугольными ригелями;  
в), г) линейная с колоннами высотой на этаж и прямолинейными ригелями;  
1 – стыки сборных железобетонных элементов



Рис. 1.5. Пример компоновки здания со сборным рамным каркасом



Рис. 1.6. Расположение металлических связей в сборном каркасе

### 1.3. Сопряжение сборных железобетонных конструкций

Каркас здания должен работать под нагрузкой как единая пространственная система. В связи с этим к сопряжениям сборных железобетонных конструкций предъявляется комплекс требований:

- прочность стыка должна быть не ниже стыкуемых элементов для исключения преждевременного разрушения конструкции как в стадии монтажа, так и при воздействии эксплуатационных нагрузок;

- жесткость стыка должна обеспечивать передачу расчетных усилий сопряженных элементов, неизменяемость их взаимного положения, нормируемые перемещения элементов под нагрузкой и пространственную жесткость здания в целом;

- стыки должны быть по возможности универсальными, технологичными при монтаже, обеспечивать правильность соединения элементов и располагаться в зонах с минимальными усилиями, быть доступными для монтажа.

Пример компоновки сборного рамного каркаса и расположение его элементов можно посмотреть в [14].

### Вертикальные стыки колонн

Вертикальные стыки колонн по расчетно-конструктивному признаку относят к стыкам, работающим на внецентренное сжатие, их рекомендуется размещать в зонах с минимальными изгибающими моментами с учетом удобств при монтаже. Стыки колонн могут быть шарнирными (контактными), т.е. воспринимающими только продольные и поперечные силы, или жесткими, рассчитанными на восприятие изгибающих моментов (рис. 1.7–1.9).

Стык с приторцовкой колонн (рис. 1.8) является разновидностью шарнирного стыка. Приторцовка осуществляется следующим образом: колонны бетонируются в одной опалубке и отделяются друг от друга стальным листом.

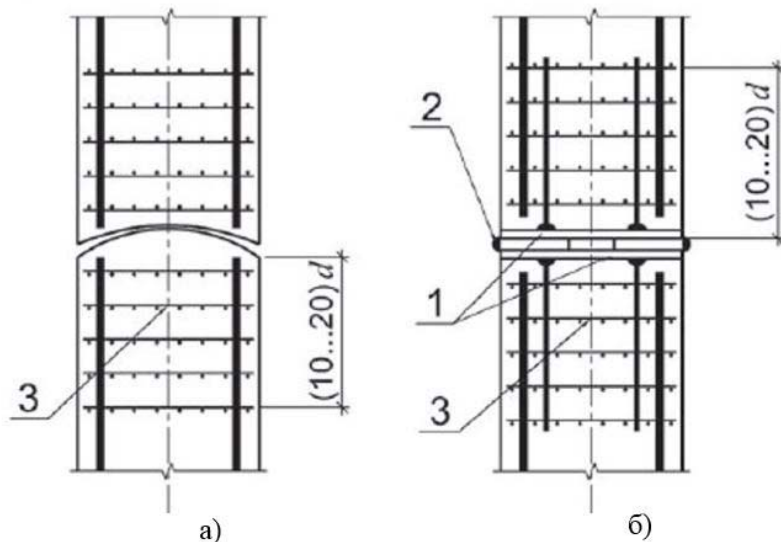


Рис. 1.7. Шарнирный стык колонн:

- а) со сферическими торцами; б) с центрирующими прокладками;  
1 – металлические закладные пластины; 2 – сварной шов;  
3 – усиление торцевых частей колонн сетками  
косвенного армирования;  $d$  – диаметр продольной арматуры

Полужёсткие стыки обеспечивают передачу нормальных и перерезывающих сил, а также небольших изгибающих моментов.

Жёсткие стыки колонн обеспечивают восприятие нормальных и поперечных сил, а также изгибающих моментов. Жёсткий стык выполняется путём ванной сварки выпусков арматуры колонн смежных этажей (рис. 1.10, 1.11), путем соединения оголовков колонн металлическими наладками или путем запуска рабочей арматуры вышерасположенной колонны в скважины нижерасположенной колонны (рис. 1.12, 1.13). Необходимая анкеровка арматуры обеспечивается длиной заделки (рис. 1.9).

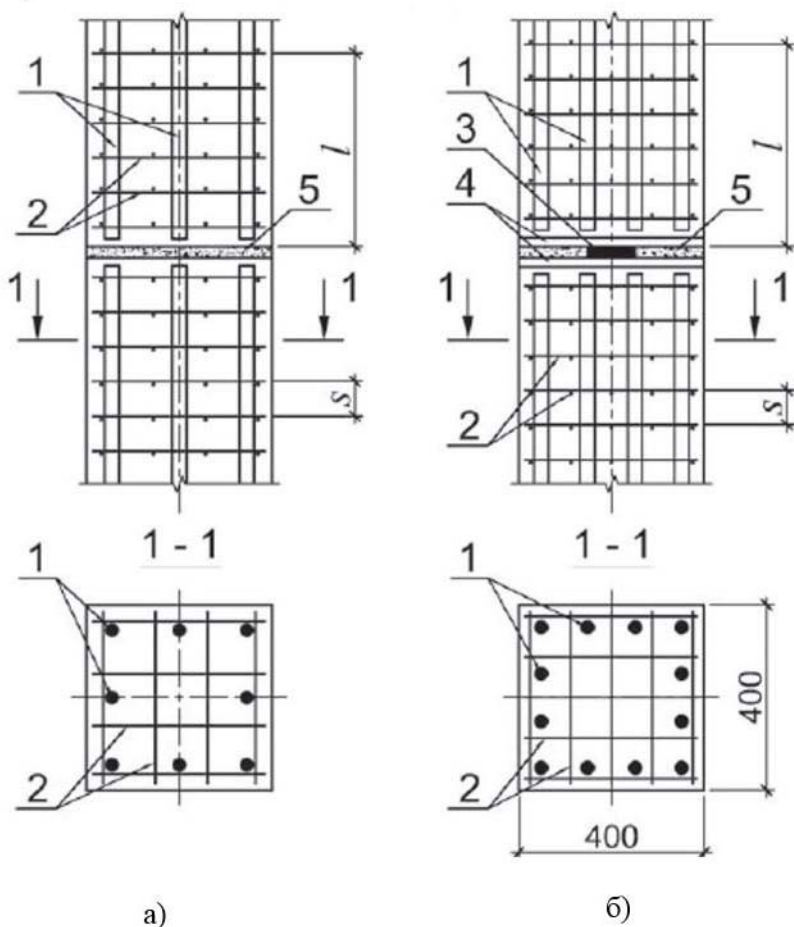


Рис. 1.8. Контактные стыки колонн:  
 а) с обрывом продольной арматуры;  
 б) с торцевыми пластинами;  
 1 – продольная арматура колонн;  
 2 – сетки косвенного армирования;  
 3 – центрирующая прокладка;  
 4 – торцевые листы;  
 5 – растворный шов ( $l$  и  $s$ ) – по расчету



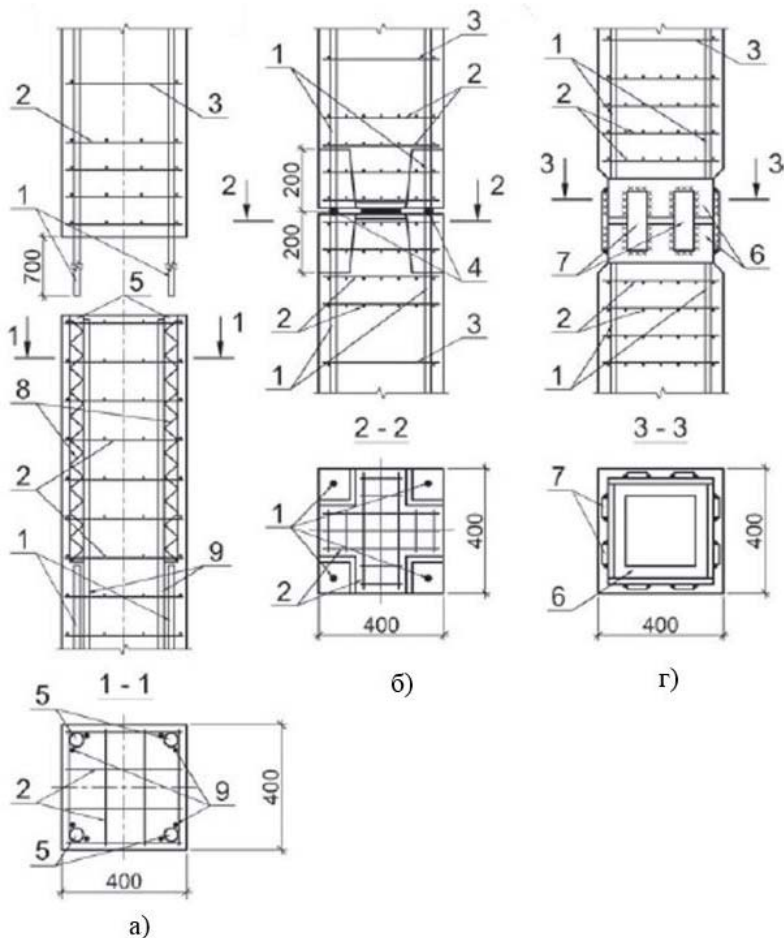


Рис. 1.9. Конструкция жестких стыков колонн:

а) «штепсельный стык»; б) плоский стык;

в) стык с металлическим оголовком;

1 – продольная арматура колонн;

2 – сетки косвенного армирования;

3 – хомут; 4 – ванная сварка; 5 – скважина;

6 – металлический оголовок; 7 – накладка;

8 – спираль из арматурной проволоки;

9 – стержни накладки



Рис. 1.10. Торцы сборных колонн под устройство жестких стыков



Рис. 1.11. Жесткий стык колонн с ванной сваркой до замоноличивания



Рис. 1.12. Торцы колонн под устройство штепсельного жесткого стыка



Рис. 1.13. Торцы колонн со штепсельными выпусками арматуры

### Сопряжения сборного перекрытия с колонной

Сопряжение перекрытия с колонной (рис. 1.14) должно обеспечивать передачу вертикальных и горизонтальных нагрузок от перекрытия на колонны и при необходимости пространственную жесткость каркаса. В сопряжении балочного перекрытия с колонной основным стыком, определяющим расчетную схему каркаса, является стык ригеля с колонной. В направлении сборных плит перекрытий необходимы вертикальные элементы жесткости (связи и диафрагмы). Стык межколонных (связевых) плит перекрытия с колонной оказывает незначительное влияние на устойчивость каркаса. Связевые плиты служат для передачи усилий в плоскости перекрытий.

Стыки ригеля с колонной могут быть шарнирные – для связевых каркасов и жесткие – для рамных. В большинстве конструктивных решений ригель опирается на устроенные в колоннах короткие консоли (рис. 1.14–1.16).

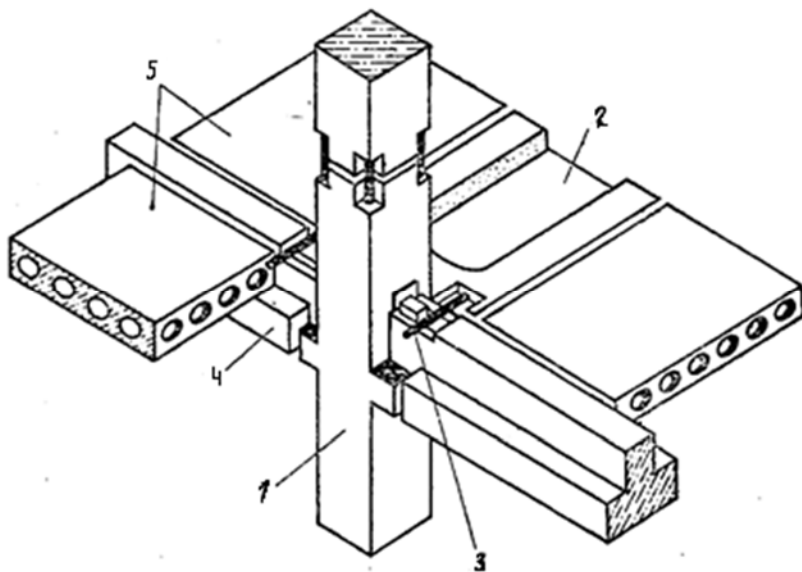


Рис. 1.14. Сопряжение колонны со сборным перекрытием (серия 1.020):

- 1 – колонна; 2 – межколонная связевая плита;
- 3 – стальная связь для анкеровки плит; 4 – ригель;
- 5 – плиты перекрытия многопустотные



Рис. 1.15. Узел сопряжения связевого каркаса в процессе монтажа

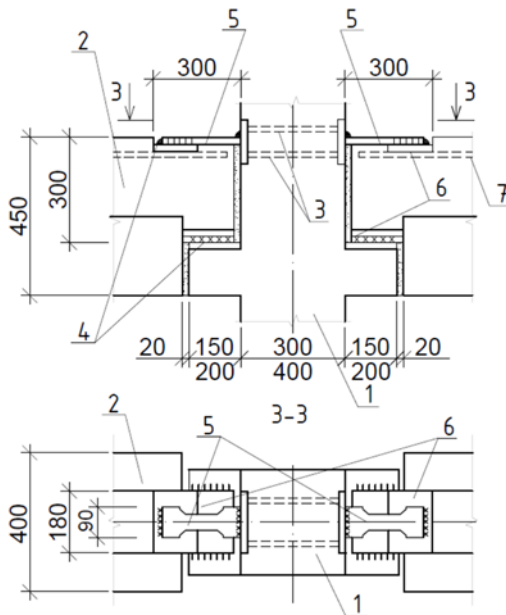


Рис. 1.16. Конструкция узла опирания ригеля на колонну в унифицированном каркасе (серия 1.020):  
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – стальная закладная деталь колонны;  
4 – сварка; 5 – фигурная соединительная пластина «рыбка», привариваемая при монтаже; 6 – стальная закладная деталь; 7 – верхняя продольная арматура ригеля

В связевых каркасах в соединении ригеля с колонной производится сварка опорных закладных деталей понизу и приварка поверху стальных пластин или арматурных стержней (рис. 1.14–1.16). Зазоры между колонной и торцами ригелей зачеканиваются раствором. В верхнем соединении, как правило, используются мягкие стали для обеспечения восприятия фиксированного изгибающего момента величиной до 10–20 % от пролетного, в основном в период монтажа. Величина момента на опоре зависит от направления действия нагрузки. Особенно это проявляется при незамоноличенных швах. В растянутых элементах (пластинках, арматурных стержнях) при расчетных максимальных нагрузках допускаются напряжения, соответствующие пределу текучести, что приводит к возникновению остаточных деформаций и к повышению деформативности узла при знакопеременных временных нагрузках по сравнению с начальным значением. При эксплуатации зданий это приводит к повышенной деформативности каркаса и раскрытию швов между его элементами и перегородками, что необходимо учитывать при разработке креплений перегородок.

В рамных сопряжениях (рис. 1.17–1.20) верхняя арматура устанавливается по расчету для восприятия суммарного изгибающего момента от расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Для большинства конструкций стыков величина сопротивления зависит от направления действия изгибающего момента  $M$ , продольных  $N$  и поперечных сил  $Q$ .

Соединение между ригелем и колонной осуществляется сваркой опорных закладных деталей, а также в верхней зоне выполняется приварка стальных пластин-накладок или арматурных стержней к закладным деталям или к выпускам арматуры колонн и ригелей с последующим замоноличиванием стыка жесткой бетонной смесью, которая с точки зрения расчетной схемы, является продолжением тела ригеля.

В направлении вдоль пролетов плит сопряжение перекрытия с колонной в большинстве случаев принимается шарнирным. Частичное защемление колонн в перекрытии проявляется по линии расположения связевых плит-распорок, имеющих продольные сварные соединения и при устройстве перекрытия из ребристых плит, привариваемых по опорным площадкам к закладным деталям ригеля (рис. 1.17–1.18).

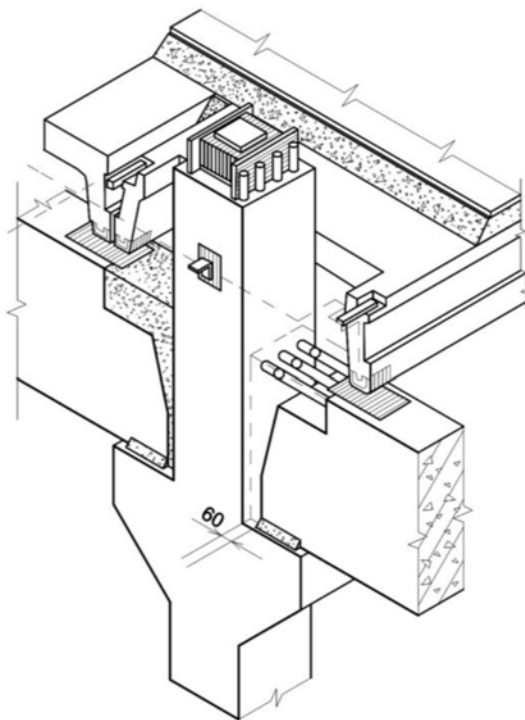


Рис. 1.17. Рамный узел сопряжение ригеля с колонной и ребристой плиты распорки



Рис. 1.18. Узел сопряжение рамного каркаса в процессе монтажа



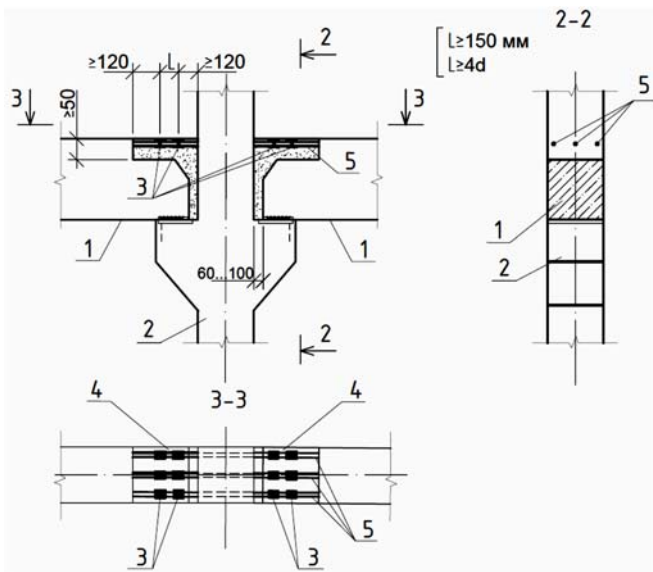


Рис. 1.19. Конструкция узла опирания ригеля на колонну в унифицированном каркасе (серия 1.420-12, ранее ИИ-20):  
1 – ригель; 2 – колонна; 3 – стык, выполненный ванной сваркой;  
4 – арматурные коротышки; 5 – выпуски продольной арматуры из ригеля



Рис. 1.20. Соединение на ванной сварке верхней арматуры ригеля с выпусками арматуры колонны



### Стык колонны с фундаментом

Работа стыка колонны с фундаментом зависит от конструкции фундамента – сплошной или столбчатый, в сборном или монолитном исполнении и от деформационных свойств грунта основания.

В монолитных плитных фундаментах сопряжение сплошной колонны с фундаментом рекомендуется принимать в виде жесткого защемления в уровне верха фундамента.

Работу сопряжения колонны со столбчатым фундаментом необходимо рассматривать с учетом взаимодействия фундамента с грунтом. Поворот подошвы фундамента при неравномерно приложенным к нему давлением отпора грунта приводит к возникновению в нижних ярусах колонн дополнительного (непроектного) изгибающего момента. Податливость в основном вызывается деформациями грунта под подошвой фундамента.

Стык устраивается путем заделки колонны в полость (стакан) фундамента (рис. 1.21, а; 1.22) или посредством сварки выпусков арматуры (рис. 1.21, б), где нормальные усилия при монтаже передаются через контакт «зуба» с фундаментом. Последний применяется для тяжело нагруженных колонн.

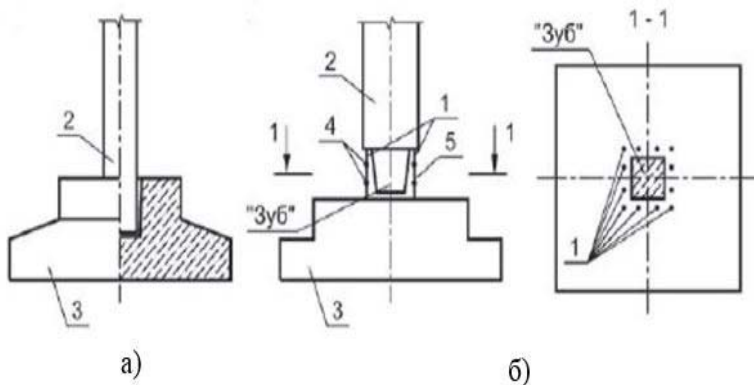


Рис. 1.21. Сопряжение колонны с фундаментами:

- а) стаканного типа;
- б) соединение с помощью сварки выпусков арматуры;
- 1 – выпуски арматуры; 2 – колонна;
- 3 – фундамент; 4 – ванная сварка;
- 5 – арматурный вкладыш



Рис. 1.22. Соединение сборной колонны с фундаментом с использованием металлических клиньев для выверки положения колонны

## 2. Компонировка конструктивной схемы здания

### 2.1. Общие сведения о компоновке конструктивной схемы здания

В данном пособии рассматривается проектирование многоэтажного промышленного здания с рамным несущим каркасом. При компоновке этой конструктивной системы необходимо учесть, что в здании с рамным каркасом все вертикальные и горизонтальные (ветровые, сейсмические) нагрузки воспринимаются рамами. Пространственная жесткость здания в поперечном направлении достигается устройством жестких рам, а в продольном – устройством плит-распорок, ригелей-распорок по линии колонн и вертикальных связей в плоскости колонн, работающих совместно с рамами.

Каркас здания состоит из ряда многоярусных рам с жесткими узлами. В поперечном направлении рамные узлы образуют жесткие стыки сборных железобетонных ригелей между собой, осуществляемые посредством ванной сварки выпусков арматуры, сварки закладных деталей колонны и ригеля и замоноличивания всего узла «ригель-колонна».

В продольном направлении здания усилия передаются монолитными участками, устраиваемыми в створах колонн, либо сборными панелями, монтируемыми по линии колонн и надежно связанными с ригелями и колоннами (см. рис. 1.17–1.19).

Привязку стен к разбивочным осям выполняют согласно действующим нормативам. Например, при полном каркасе разбивочные оси совмещают с геометрическими осями средних колонн и с наружными гранями крайних колонн. При неполном каркасе наружные разбивочные оси располагают по осям наружных несущих стен, а внутренние – по геометрическим осям колонн. Возможны и другие решения привязки осей по соответствующему обоснованию.

Компоновка конструктивной системы здания заключается в назначении размеров сетки колонн, выборе направления укладки ригелей, назначении их шага и пролета, формы и размера их поперечного сечения, определении размеров и типа плит перекрытий, способов сопряжения сборных элементов между собой.

При проектировании каркасных многоэтажных зданий возможны две схемы решения сборного балочного перекрытия: с поперечным и продольным расположением ригелей относительно длины здания. Выбор направления ригелей обуславливается экономическими, архитектурными и конструктивными соображениями. При расположении ригелей поперек продольной оси здания получают наибольшую поперечную жесткость здания и лучшую освещенность потолков, а, следовательно, и всего помещения в целом.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

---

В каркасных зданиях оси колонн внутренних рядов следует совмещать с координационными осями (осевая привязка). В торцевых рядах колонн зданий возможны два варианта привязки: осевая или со смещением оси колонны внутрь зданий.

Для формирования ограждений в углах зданий следует применять стеновой угловой блок или удлиненные панели.

В местах расположения температурных швов следует устанавливать парные колонны с вертикальным разрезанием примыкающих несущих и ограждающих конструкций. Снаружи промежутков между колоннами в температурном шве следует закрывать с помощью удлиненных панелей или панелей-вставок. Оптимальным считается решение, при котором колонны смещены на 500 мм от разбивочной оси. Допускается устройство температурного шва на одной колонне с применением скользящих прокладок или установкой парных колонн в одну полость (стакан) фундамента с металлической прокладкой между ними.

Привязка конструкций к координационным осям здания показана на рис. 2.1.

Высота сечения предварительно напряженных ребристых панелей для обеспечения их жесткости принимается в пределах  $(1/20 - 1/30)l$ . Высота ребристых панелей перекрытий: 300, 350, 400 мм; ширина панелей принимается в пределах 1000–3000 мм (кратно 100 мм). Связевые плиты-распорки следует принимать шириной 600–1800 мм.

Плиты выполняются преимущественно предварительно напряженными, что позволяет получить экономию за счёт сокращения расхода стали.

Выбор типа поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит. Высота сечения ригеля  $h_b = (1/16 - 1/10)l$ , где  $l$  – пролет ригеля, ширина его сечения  $b_b = 20, 25$  или 30 см.

В настоящее время сборные колонны могут монтироваться из элементов высотой в один, два или три этажа, реже – четыре этажа. Разрезка колонн на несколько этажей позволяет вести монтажные работы без замоналичивания стыков на высоту до четырех этажей и исключает перерывы в работе, связанные с поэтажным замоналичиванием каркаса. Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом и принимают в интервале 250–600 мм (кратно 50 мм – при сечениях колонн до 400 мм иратно 100 мм – при сечениях колонн свыше 400 мм, в целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов).

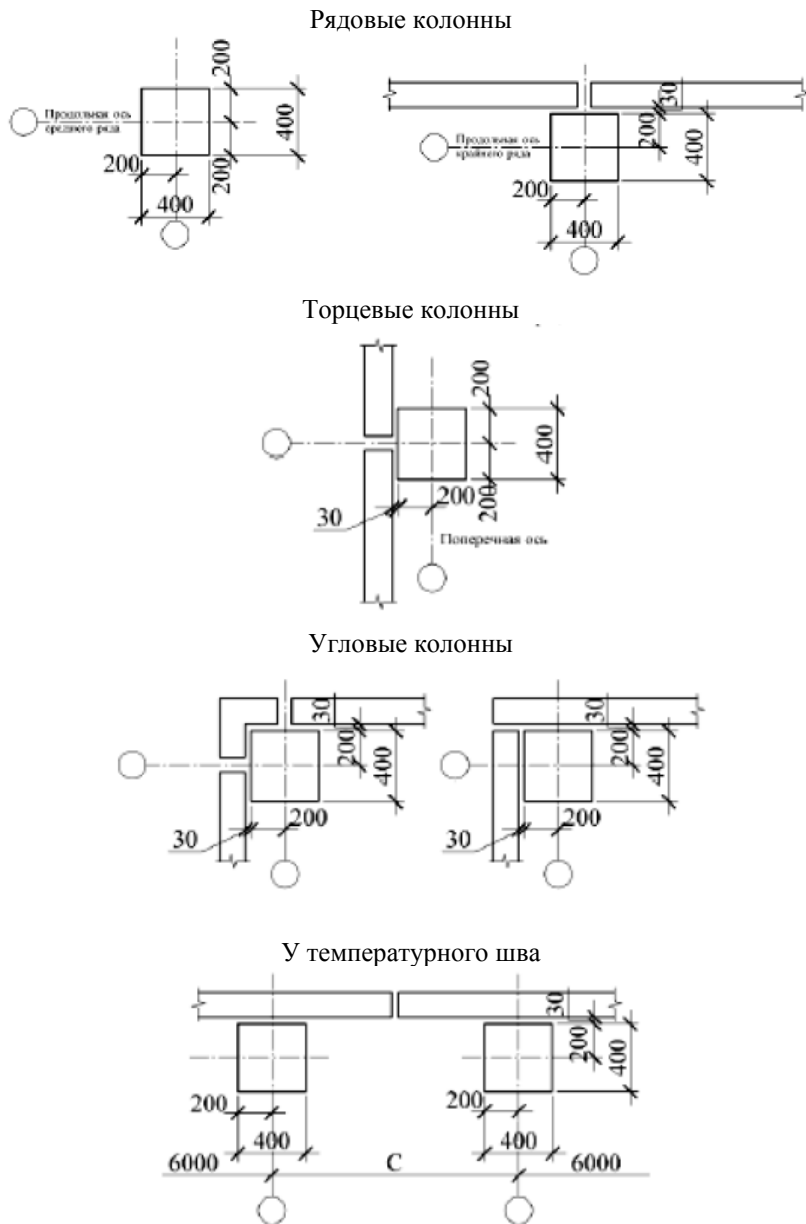


Рис. 2.1. Привязка конструкций к координационным осям здания

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Данные для компоновки конструктивной схемы здания (для курсового проекта) подготовлены преподавателем данной дисциплины. Числовые данные в бланк задания на курсовое проектирование вписываются студентом самостоятельно. Форма бланка приведена в прил. 1. Исходные данные для задания выбираются в строгом соответствии с вариантом.

В данном курсовом проекте сечение всех колонн должно быть одинаковым по высоте здания и квадратным, а консоли должны иметь одинаковый вынос. Для удобства монтажных работ стыки колонн должны быть расположены на 0,6 м выше отметки верхней поверхности плиты перекрытия (при плитах, опирающихся по верху ригелей).

Колонны заделываются в стаканы монолитных железобетонных отдельных фундаментов. Сопряжение колонн в стаканах фундаментов – жесткое.

Междуэтажные перекрытия и покрытие в данном курсовом проекте выполняются из сборных железобетонных панелей, опирающихся на ригели прямоугольного сечения попереху (рис. 2.2). Форма поперечного сечения панелей указана в задании: «ребр» – ребристая панель.



Рис. 2.2. Устройство сборного перекрытия в рамном каркасе

Количество типоразмеров плит в курсовом проекте должно быть минимальным: рядовые шириной 1,2 ... 2,4 м, связевые плиты-распорки – 0,8 ... 1,8 м, фасадные плиты-распорки – 0,6 ... 0,95 м.

Пример оформления графической части курсового проекта, приведен в прил. 13.

## **2.2. Балочные сборные перекрытия**

Плоские железобетонные перекрытия являются наиболее распространенными элементами различных зданий и сооружений. В зависимости от основных конструктивных особенностей перекрытия можно разделить на балочные и безбалочные. Балочное перекрытие состоит из плит или панелей, опирающихся на балки или ригели, идущие в одном или двух направлениях. Безбалочное перекрытие состоит из плит или панелей, которые непосредственно опираются на внутренние колонны и наружные стены или на внутренние и наружные колонны.

В составе сборного перекрытия плиты образуют после замоноличивания швов жесткий горизонтальный диск, способный активно влиять на пространственную жесткость здания. Плиты, укладываемые по осям средних рядов колонн, выполняют роль распорок, передающих продольные нагрузки на систему связей, а также обеспечивающих продольную устойчивость рам при монтаже каркаса (рис. 2.3).

Для распределения местных нагрузок на соседние элементы и работы перекрытия в качестве жесткого диска швы между плитами замоноличиваются. С этой целью на боковых продольных гранях плит предусматривается паз, образующий после замоноличивания бетонную шпонку, способную воспринимать сдвигающие усилия.

В зависимости от конструкции и способа возведения балочные и безбалочные перекрытия имеют ряд разновидностей. Балочные перекрытия подразделяются на: сборные панельные; ребристые монолитные с балочными плитами; ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру; балочные сборно-монолитные перекрытия. Безбалочные перекрытия подразделяются на: безбалочные сборные; безбалочные монолитные; безбалочные сборно-монолитные.

Выбор типа перекрытия производится в зависимости от назначения здания, технико-экономического сравнения возможных вариантов перекрытий, наличия и возможностей производственной базы, а также от сроков строительства. После того как тип перекрытия выбран, приступают к компоновке его конструктивной схемы, которая включает в себя выбор сетки колонн, определение направления главных балок (ригелей), установление количества и размеров пролетов изгибаемых элементов.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Схема раскладки сборных плит перекрытия с панелями-распорками и монолитными участками в створах колонн приведена на рис. 2.3 а, б.

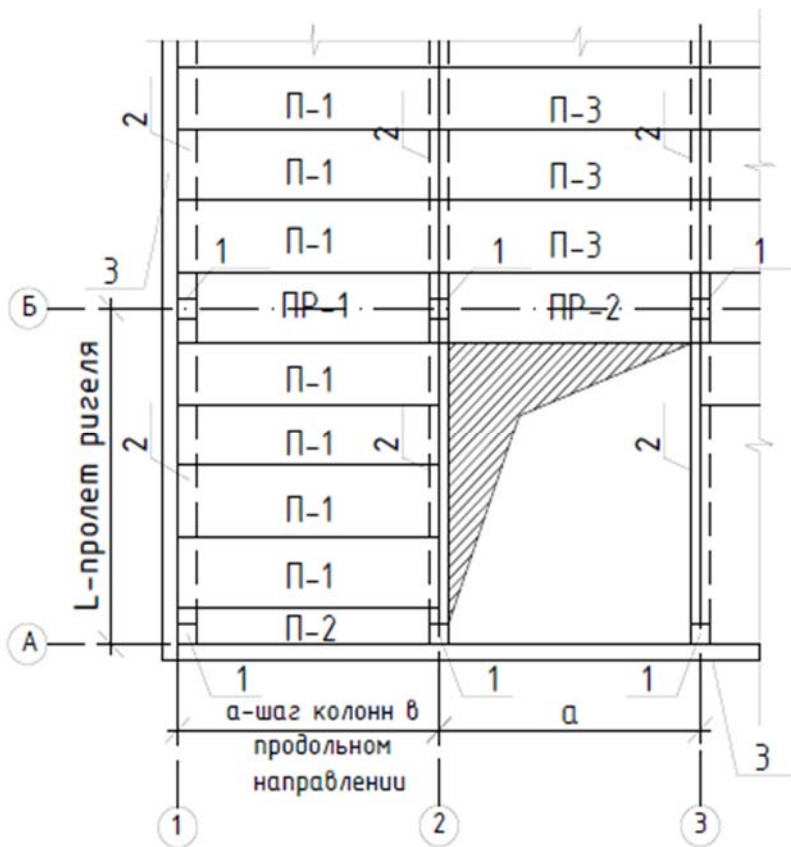


Рис. 2.3а. Раскладка сборных плит перекрытия с панелями-распорками:

- 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – наружная стена;
- П-1 – рядовая панель; П-2 – доборная панель;
- П-3 – рядовая панель; ПР-1 – распорная панель



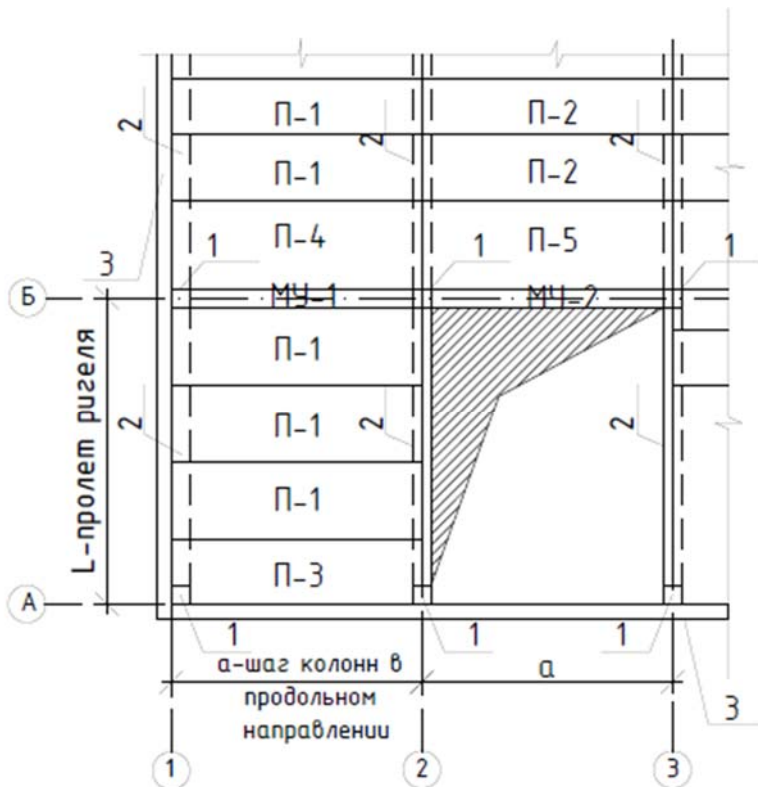


Рис. 2.36. Раскладка сборных плит перекрытия с монолитными участками в створах колонн:

- 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – наружная стена; П-1 – рядовая панель;  
 П-2 – рядовая панель; П-3 – доборная панель; П-4 – доборная панель;  
 П-5 – доборная панель; МУ – монолитный участок

Для снижения нагрузок от неравномерных осадок здание необходимо разделять на деформационные температурно-усадочные швы. Осадочные швы должны разрезать все здание по высоте, а также могут одновременно выполнять функцию температурно-усадочных швов. Осадочные швы в основном организуют устройством сдвоенных стен, пилонов или колонн.

Расстояния между температурно-усадочными швами, как правило, должны устанавливаться расчетом. Однако в [6] указаны наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами, допускаемыми без расчета (см. табл. 3).

Таблица 3

Конструкции	Наибольшее расстояние (м) между температурно-усадочными швами, допускаемое без расчета, для конструкций, находящихся:		
	Внутри отапливаемых зданий или в грунте	Внутри неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
1. Бетонные:			
а) сборные	40	35	30
б) монолитные:			
- при конструктивном армировании	30	25	20
- без конструктивного армирования	20	15	10
2. Железобетонные:			
а) сборно-каркасные:			
- одноэтажные	72	60	48
- многоэтажные	60	50	40
б) сборно-монолитные и монолитные:			
- каркасные	50	40	30
- сплошные	40	30	25

Здание жесткой конструктивной схемы из сборного железобетона предполагает, что расстояние между поперечными стенами не должно превышать предельных (60 м), указанных в табл. 3. Давление ветра, воспринимаемое непосредственно наружной стеной, передается перекрытия. Перекрытия, воспринимая от наружных стен ветровую нагрузку, в свою очередь, передают ее на поперечные стены (диафрагмы жесткости), обладающие большой жесткостью в поперечном направлении. Усилия от поперечных стен (диафрагм жесткости) передаются через фундаменты на грунт.

### 3. Пример расчета и конструирования каркаса

В качестве примера принято следующее:

- рамная конструктивная схема здания с поперечным расположением ригелей и сеткой колонн с размерами в плане  $a \times L = 5,1 \times 6,6$  м (рис. 3.1, 3.2);
- число этажей 8, включая подвал;
- высота этажей и подвала 3,3 м;
- величина временной нагрузки принимается « $V \Rightarrow$ » по заданию ( $\text{кН/м}^2$ );
- привязка внутренней грани стены к разбивочной оси принимается по внешней грани колонны;
- расположение ригелей – поперек здания;
- сечение ригелей – прямоугольное;
- наружные стены самонесущие;
- кровля плоская.

В соответствии с [13] расчет каркасной конструктивной системы должен в себя включать:

- расчет несущей системы с определением усилий и деформаций;
- расчет элементов конструктивной системы (колонн, ригелей, плит перекрытий, фундаментов, стен, элементов жесткости) по предельным состояниям первой и второй групп;
- расчет зданий на прогрессирующее обрушение для обеспечения прочности и устойчивости каркаса при возможной аварийной ситуации, которую следует рассматривать для зданий классов КС-3 и КС-2 с массовым нахождением людей согласно 5.2.6 ГОСТ 27751-2014. В данном курсовом проекте не выполняется;
- оценку несущей способности основания и деформации фундаментов.

#### 3.1. Компоновка конструктивной схемы здания

Формирование габаритной схемы каркасной конструктивной системы рекомендуется начинать с привязки несущих вертикальных конструкций к координационным осям.

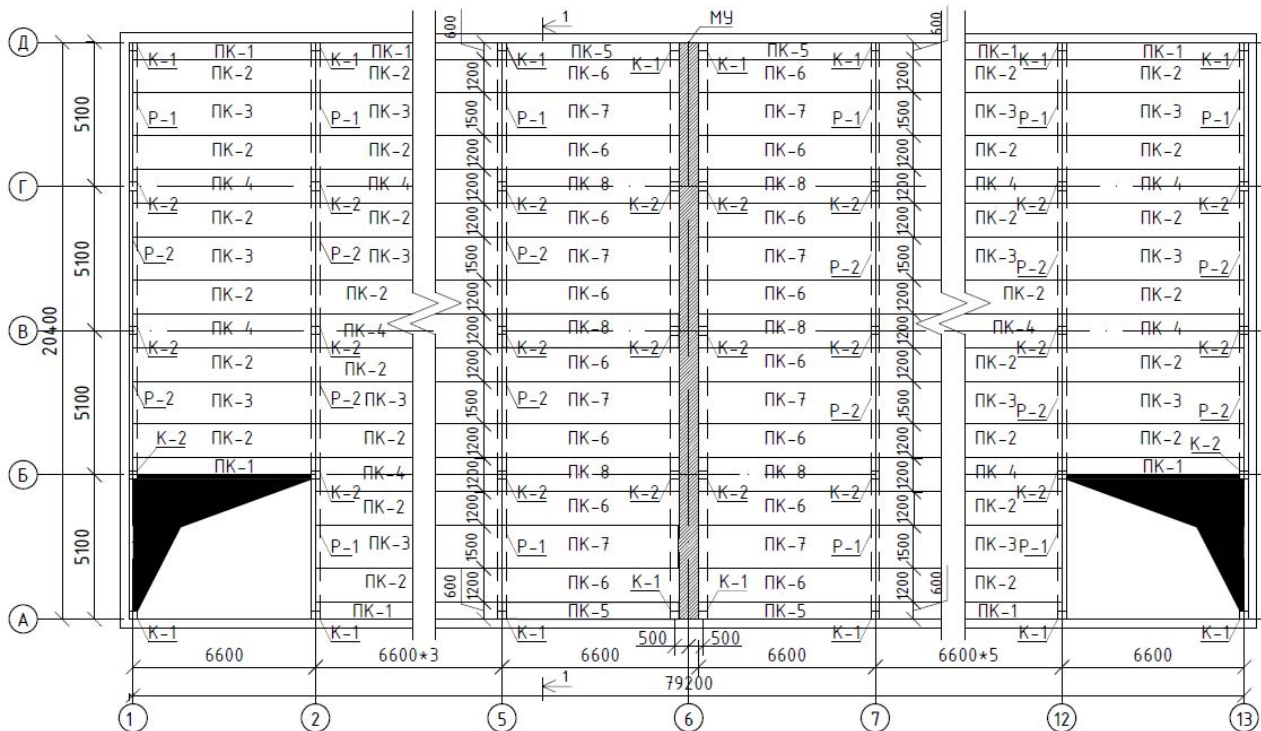


Рис. 3.1. Конструктивный план каркасного здания

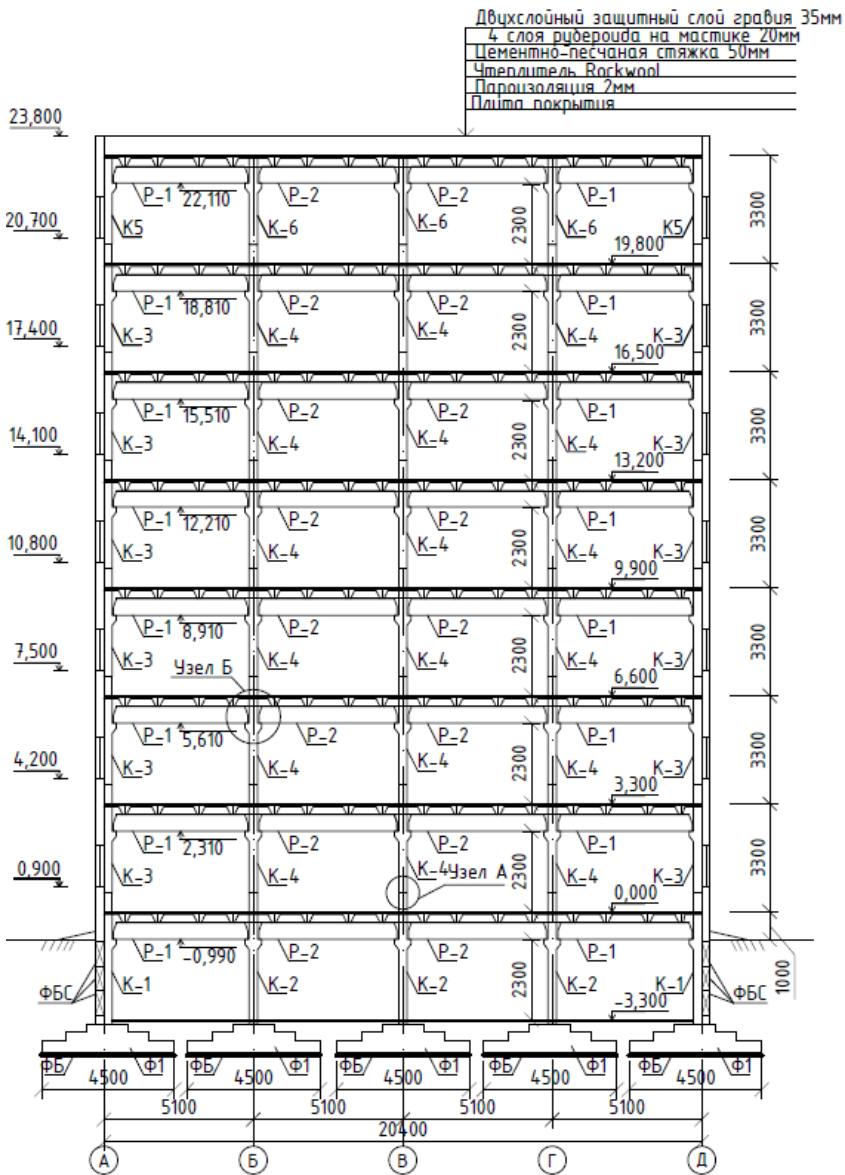


Рис. 3.2. Конструктивный разрез каркасного здания

## Проектирование железобетонного многэтажного рамного каркаса

Несущую систему здания образуют четырехпролетные железобетонные рамы из сборных колонн (К-1, К-2 и т.д.) и сборных однопролетных ригелей прямоугольного сечения, вертикальные связевые элементы, междуэтажные перекрытия из сборных плит перекрытий (П-1, П-2, ПР-1 и т.д.).

Здание разделено температурно-усадочным швом на два деформационных блока размерами в осях 20,4 x 33 м и 20,4 x 46,2 м. Общая длина здания 79,2 м. Направление ригелей принято вдоль поперечных осей здания. Размер пролета составляет 5,1 м, шаг колонн 6,6 м.

Раскладку плит перекрытия производят по их конструктивной ширине, которая принимается меньше номинальной на 10 мм, а длина на 20 мм для получения зазоров, которые необходимы для монтажа конструкций и последующего замоноличивания швов между плитами:

$$b_n^{\text{кон}} = b_n^{\text{ном}} + 10 \text{ мм.}$$

В качестве настила междуэтажных перекрытий для пролета «А-Б» и «Г-Д» применяют две рядовые ребристые плиты с номинальной шириной, равной 1,2 м, и одну плиту шириной 1,5 м; связевые ребристые плиты с номинальной шириной, равной 1,2 м; доборные – 0,6 м (рис. 3.1). Для пролета «Б-В» и «В-Г» применяют две рядовые ребристые плиты с номинальной шириной, равной 1,2 м, и одну плиту шириной 1,5 м. Плиты опираются на ригели поверху с приваркой к закладным деталям ригеля (рис. 3.2). Для дальнейших расчетов в данном примере выбрана плита номинальной шириной  $b_n = 1500$  мм (самая широкая из рядовых панелей перекрытия).

Все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются поперечными рамами пространственного каркаса с жесткими узлами ригелей перекрытий и колоннами с учётом замоноличивания стыков.

Наружные стены выполнены из навесных бетонных панелей, толщиной 300 мм. Привязка продольных и поперечных стен к буквенным и цифровым осям нулевая.

Сечение ригелей назначаем конструктивно:

$$h_{\text{риг}} = \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{16} \right) \cdot l_{\text{риг}} = \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{16} \right) \cdot 5,1 = 0,45 \text{ м} = 45 \text{ см};$$

$$b_{\text{риг}} = (0,3 \div 0,4) h_{\text{риг}} = (0,3 \div 0,4) \cdot 45 = 25 \text{ см.}$$

Сечение плиты ребристой предварительно напряженной назначено конструктивно:

$$h = 1/20 \cdot l_0 = 1/20 \cdot 650 = 32 \text{ см.}$$

Следует отметить, что предварительно назначенные размеры могут быть уточнены при последующем расчете и конструировании ригеля.

По результатам компоновки конструкций выполняют схему расположения элементов несущей системы (рис. 3.1) и разрез здания (рис. 3.2).

### **3.2. Выбор расчетной схемы каркаса**

Несущая система здания – рамный каркас. Здание симметричное в плане без перепада высот. Горизонтальные нагрузки равномерно распределены по фасаду здания. Существенные пространственные деформации здания от неравномерной осадки здания не рассматриваются. Нагрузки на все средние рамы одинаковы. Для расчета выделяем плоскую среднюю раму.

Соединение ригелей с колоннами в рамной схеме жесткое. В качестве расчетной схемы принимаем плоскую раму с жестким сопряжением ригелей с колоннами и с фундаментами в узлах. Ригели и колонны рассчитываются с длиной, равной пролету ригелей  $L = 5100$  мм и высоте этажа  $H_{\text{эт}} = 3300$  мм. Высота нижних колонн принимается с учетом расстояния от пола до верха обреза фундамента 150 мм.

По результатам статического расчета определяются эпюры (изополя) изгибающих моментов ( $M$ ) и поперечных сил ( $Q$ ) в ригелях перекрытий и изгибающих моментов ( $M$ ) и продольных сил ( $N$ ) в вертикальных колоннах от действия комбинации нагрузок, составляющих основное сочетание.

На основании результатов статического расчета поперечной рамы и полученных значений изгибающих моментов выполняется расчет продольного и поперечного армирования ригелей колонн и фундаментов.

### **3.3. Определение усилий в ригеле поперечной рамы**

#### **3.3.1. Расчетная схема и нагрузки**

Традиционный (ручной) расчет многоэтажного рамного каркаса заключается в условном его делении на отдельные плоские рамы. В пространстве они объединяются жесткими в своей плоскости перекрытиями, состоящими из сборных плит, швами замоноличивания между ними и металлическими связями или железобетонными диафрагмами жёсткости. Ранее предусматривалось еще более мелкое разделение плоских рам на ярусы, включающими в себя неразрезной многопролетный ригель и жестко соединенные с ним колонны на пол этажа вверх и

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

вниз. Такой метод имел преимущество по возможности применения табличного метода определения усилий. Однако при этом методе невозможно было отследить нарастание изгибающего момента в колоннах к верхним ярусам рамы.

Современные методы основаны на применении компьютерных расчетов. Самым популярным является метод конечных элементов. Можно смоделировать раму как пространственную, но в случае приложения равномерных нагрузок по длине здания можно моделировать раму как плоскую.

Рама моделируется конечными элементами (КЭ) «Стержень». Линия стержня должна соответствовать продольной оси элемента, проходящей через геометрический центр тяжести сечения. Членение рамы на конечные элементы: вертикальное – поэтажное; горизонтальное – по пролетам. Расчетная схема плоской рамы представляет собой систему стержней, объединенных между собой жесткими узлами. Узлы конечных элементов имеют 3 степени свободы ( $X, Z, U_y$ ) – признак схемы «2». Схема располагается в плоскости  $XOZ$ . Нижние узлы рамы закрепляются на уровне обреза фундамента связями по всем направлениям (запрещающими перемещение вдоль глобальных осей и поворот вокруг них). Поперечная многоэтажная рама рассчитывается методом конечных элементов в программном комплексе «Лира-САПР». Сечения ригелей и стоек по этажам также приняты постоянными.

Жесткость сечений элементов назначается по сечению бетона без учета арматуры. Для задания жесткости необходимо предварительно определить размеры сечения колонн и ригелей.

Отметки ригеля определяются исходя из размеров элементов перекрытий (рис. 3.3а). Этот же принцип используется и для рамной конструкции сборно-монолитного каркаса (СМК) (рис. 3.3б).

Расчетная схема строится как стержневая по осям – центрам тяжести сечений колонн и ригелей без учета расположения арматуры. В случае устройства жесткого стыка колонн по высоте: расчетная схема стержня – стойка и она не имеет разрывов. Ригели – стержни конечной жесткости заканчиваются по граням колонн, до оси колонн доходят жесткие вставки, равные половине высоты сечения колонны  $h_{\text{кол}}/2$ .

Ригели СМК, состоящие из сборной и монолитной частей, представляют собой цельное тело (рис. 3.3б), не подвергающееся расслоению при действии сдвигающих усилий. Они моделируются одним стержнем, проходящим посередине общей высоты сечений. В зоне штепсельного стыка колонн в случае достаточности анкеровки продольных арматурных стержней моделирующий расчетный стержень также не имеет разрывов.



### 3.3.2. Роль нагрузок и воздействий в расчетах конструкций

Чаще всего в расчетной конструктивной модели нагрузки представляются независимыми (абстрактными) от неё. Но в некоторых случаях приходится учитывать и взаимодействие нагрузки с системой. В этом случае система рассматривается как работающая по деформированной схеме. Перемещения, вызванные нагрузкой, смещают вертикальные элементы, соответственно смещается их масса на величину эксцентриситета, что вызывает дополнительные усилия в системе. Значительные прогибы горизонтальных элементов также приводят к изменениям усилий.

В типовых конструкциях каркасов эти влияния незначительны и не учитываются. Эти явления, в частности, описываются в [11]: понятие нагрузки является удобным способом описания взаимодействия конструкции с окружающей средой, но это не единственная форма такого взаимодействия. Часто необходимо описать не силовое, а кинематическое взаимодействие, когда некоторые устройства, внешние по отношению к рассчитываемой системе, стесняют перемещения или повороты отдельных точек или навязывают ей свои перемещения. Такие условия, называемые связями, почти всегда присутствуют в расчетной модели.

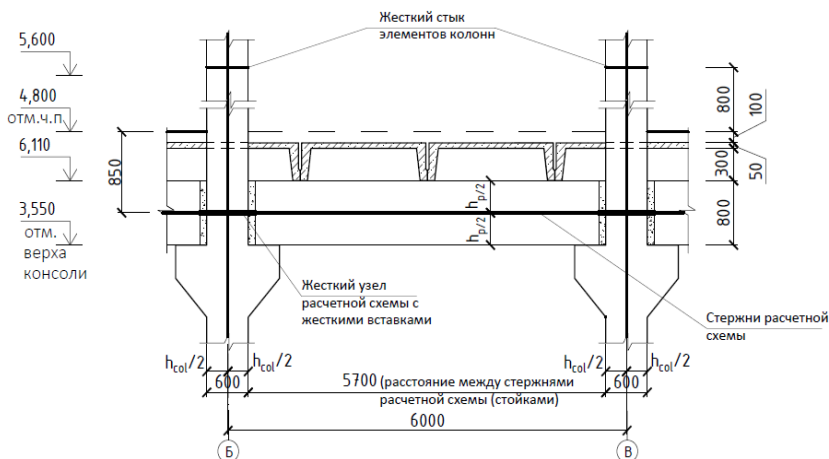


Рис. 3.3, а. Компоновка элементов сборного каркаса по высоте и расчетная схема

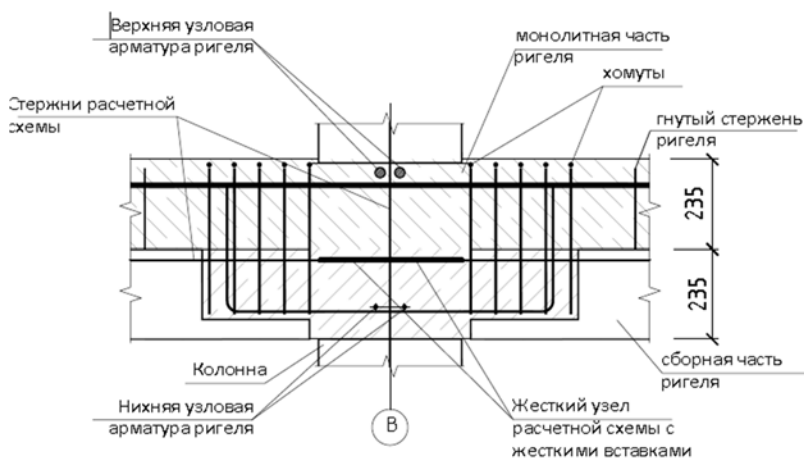


Рис. 3.3, б. Компоновка элементов каркаса СМК и расчетная схема

Метод расчета по предельным состояниям в нашей стране впервые был введен в 50-е гг. XX в. как основополагающий принцип расчета строительных конструкций и применяется проектировщиками по настоящее время. Целью метода является не допускать с определенной величиной математической обеспеченности наступление предельных состояний при эксплуатации в течение всего заданного эксплуатационного срока службы конструкции здания или сооружения, а также при производстве работ (жизненного цикла объекта).

Под предельными состояниями подразумевают такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчетах конструкций на действие статических и динамических нагрузок и воздействий, которым они могут подвергаться в течение строительства и заданного срока службы, учитываются следующие предельные состояния:

- первой группы – по потере несущей способности и (или) полной непригодности к эксплуатации конструкций;
- второй группы – по затруднению нормальной эксплуатации сооружений.

К предельным состояниям первой группы относятся: общая потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; разрушение любого характера; переход конструкции в изменяемую систему; качественное изменение конфигурации; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала,

сдвигов в соединениях, ползучести, недопустимых остаточных или полных перемещений, или чрезмерного раскрытия трещин.

Первая группа по характеру предельных состояний разделяется на две подгруппы: по потере несущей способности (первые пять состояний) и по непригодности к эксплуатации (шестое состояние) вследствие развития недопустимых по величине остаточных перемещений (деформаций).

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию или снижающие долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота, колебаний, трещин и т. п.).

Предельные состояния первой группы проверяются расчетом на максимальные (расчетные) нагрузки и воздействия, возможные при нарушении нормальной эксплуатации, предельные состояния второй группы – на эксплуатационные (нормативные) нагрузки и воздействия, отвечающие нормальной эксплуатации конструкций.

Надежность и гарантия от возникновения предельных состояний конструкции обеспечиваются надлежащим учетом возможных наиболее неблагоприятных характеристик материалов; перегрузок и наиболее невыгодного (но реально возможного) сочетания нагрузок и воздействий; условий и особенностей действительной работы конструкций и оснований; надлежащим выбором расчетных схем и предпосылок расчета, учетом в необходимых случаях пластических и реологических свойств материалов.

## **Классификация нагрузок и воздействий**

По происхождению и своей природе нагрузки и воздействия подразделяют:

- на нагрузки от собственного веса конструкций (несущих и ограждающих, значения которых устанавливаются по геометрическим параметрам и значениям плотности используемых материалов);
- технологические нагрузки (вес оборудования, складированных материалов, людей, давление жидкостей, газов, сыпучих материалов и т.д., значения которых принимаются по паспортным данным оборудования);
- атмосферные нагрузки (снег, ветер, гололед, температура, волна, значения которых связаны с некоторым периодом повторяемости);
- монтажные нагрузки;
- сейсмические и взрывные воздействия;
- аварийные нагрузки, возникающие при резком нарушении технологического процесса, поломках оборудования, обрывах проводов линий электропередачи и т.д.

Все эти нагрузки и воздействия вызывают в конструкциях усилия и перемещения и могут быть отнесены к прямым воздействиям. Кроме них на конструкции могут влиять биологические (гниение), химические (коррозия), радиационные и другие воздействия. Эти воздействия приводят к изменению свойств, меняют параметры работы элементов и в итоге влияют на несущую способность и долговечность конструкций. Такие воздействия называют косвенными.

Под характером воздействия понимается скорость и частота приложения нагрузок. По этому признаку нагрузки подразделяют на статические, динамические и переменные многократно повторяющиеся. А переменные в зависимости от характерной продолжительности непрерывного действия на конструкцию  $T_d$  делятся на:

- длительные, для которых продолжительность  $T_d$  сопоставима с установленным сроком эксплуатации  $T_{ef}$ ,
- кратковременные, для которых  $T_d \ll T_{ef}$ .

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

### Нормативные и расчетные нагрузки

Все нагрузки в той или иной степени случайны и при математическом описании могут быть представлены в виде случайных величин (например, собственный вес конструкций) или случайных функций времени (например, ветер). Однако при расчете конструкций по предельным состояниям принимают детерминированные значения нагрузок. Поэтому для обеспечения необходимого уровня надежности при расчете конструкций по первой группе предельных состояний следует принимать максимальные значения нагрузок с высокой степенью обеспеченности. При расчете по второй группе предельных состояний, т.е. в условиях нормальной эксплуатации, обеспеченность может быть ниже.

Основные положения по расчету метода предельных состояний устанавливают два значения нагрузок: нормативные и расчетные.

Нагрузки, отвечающие условиям нормальной эксплуатации, называют **нормативными**. Их величину устанавливают в нормах проектирования, оговаривают в техническом задании или определяют по проектным значениям геометрических параметров оборудования или конструкций и удельному весу материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации сооружения.

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений как вследствие естественной изменчивости нагрузок, так и отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывается коэффициентом надежности по

нагрузке  $\gamma_f$ . Значение этого коэффициента зависит от характера нагрузки и степени ее изменчивости.

**Постоянными нагрузками** называют такие, которые действуют на конструкцию постоянно: собственный вес строительных конструкций, давление грунта, воздействие предварительного напряжения конструкций и т.п.

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для веса строительных конструкций и грунтов в соответствии с [1] имеют значения, указанные в табл. 4.

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

Таблица 4

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$

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

**Длительными (полезными) нагрузками** называют такие, которые действуют на конструкцию продолжительное время (но могут и отсутствовать): масса людей, вес технологического оборудования, вес складированных грузов, давление жидкостей и газов в резервуарах и трубопроводах, перегородок и иных частей здания, месторасположение которых во время эксплуатации изменяется.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Нормативные значения полезных нагрузок и коэффициенты их надежности, как правило, приведены в общих нормах проектирования или в технологических нормах проектирования в зависимости от назначения помещения. Например, в [1] указаны нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах. Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для указанных равномерно распределенных нагрузок принимаются равными:

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

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

**Кратковременными нагрузками называют нагрузки**, действующие непродолжительное время: снег, ветер, подвижные краны, нагрузки, возникающие при транспортировке, монтаже, ремонтах и испытаниях конструкций, температурные климатические воздействия и т.д.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4 [1], п.10.12.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для ветровой нагрузки следует принимать равным 1,4 [1], п.11.

**Особые нагрузки** – это нагрузки, которые могут появиться в исключительных случаях: сейсмические воздействия, аварийные нарушения технологического процесса с возможными катастрофическим последствием, резкие просадки грунтов.

Расчетные значения особых нагрузок устанавливаются в соответствии с нормативных документах или в задании на проектирование.

В особых сочетаниях коэффициенты надежности по нагрузке для постоянных, длительных и кратковременных нагрузок следует принимать, равным единице, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

Умножая нормативные значения нагрузок  $F_n$  на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , получают расчетные нагрузки  $F = F_n \cdot \gamma_f$ .

где  $F_n$  – нормативные нагрузки.

Расчетные нагрузки представляют собой наибольшие в вероятностном смысле нагрузки и воздействия за время эксплуатации сооружения и имеют высокую обеспеченность. Для большинства расчетных нагрузок обеспеченность превышает 0,99.

**Сочетания нагрузок.** Как правило, на сооружение одновременно действует не одна, а несколько нагрузок. При расчете конструкций необходимо выбрать наиболее неблагоприятное их сочетание, позволяющее получить в каждом элементе максимально возможное усилие. Однако вероятность одновременного воздействия на сооружение всех возможных расчетных нагрузок очень мала, и если запроектировать сооружение на такую комбинацию нагрузок, то оно будет иметь излишние запасы несущей

способности. Поэтому в нормах на проектирование установлены две категории расчетных сочетаний нагрузок:

- основные сочетания, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок [1], (п. 6.2);
- особые сочетания, включающие кроме постоянных, длительных и кратковременных нагрузок одну из особых нагрузок [1], (п. 6.2).

Расчет усилий удобно проводить на каждую нагрузку отдельно, а затем определять наиболее неблагоприятное сочетание усилий. Если в основное сочетание входит одна временная нагрузка, ее принимают без снижения. При двух и более временных нагрузках основного сочетания их умножают на коэффициент сочетания  $\psi$ , учитывающий малую вероятность совместного действия расчетных значений.

Для временных длительных нагрузок:  $\psi_{11} = 1,0$ ;  $\psi_{12} = \psi_{13} = 0,95$

Для кратковременных нагрузок  $\psi_{11} = 1,0$ ;  $\psi_{12} = 0,9$ ;  $\psi_{13} = \psi_{14} = 0,7$ . В особых сочетаниях  $\psi_{11} = 0,8$ . При этом особую нагрузку принимают без снижения. Для сейсмических районов значения коэффициентов сочетаний установлены в специальных нормах.

### **3.3.3. Сбор нагрузок на раму**

Нагрузки и воздействия на несущую систему многоэтажных каркасных зданий следует принимать в соответствии с СП 20.13330 [1].

При расчете на прочность и устойчивость элементов рамы все нагрузки следует принимать с учетом коэффициентов надежности  $\gamma_f$ , отличных от единицы, согласно п. 7 [1].

Значение временной нормативной нагрузки на перекрытие назначается (по заданию)  $8,6 \text{ кН/м}^2$ . В соответствии с п. 8.2.2 [1] значение коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для временной (полезной) нагрузки принимается  $\gamma_f = 1,2$  (для временной (полезной) нагрузки при полном нормативном значении нагрузки  $2 \text{ кПа (кН/м}^2)$  и более).

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для каждого слоя кровли и пола указаны в 7.2 [1], коэффициент надежности по уровню ответственности здания  $\gamma_n$  принимается в соответствии с п. 10.1 [3], для уровня ответственности здания «нормальный», КС-2.

Тип конструкции пола и кровли студенты могут принимать самостоятельно. Подсчет нагрузок в соответствии с требованиями [1] на плиты покрытия и перекрытия приводится в табл. 5.

**Сбор нагрузок на покрытие и междуэтажные перекрытия**

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b>Покрытие:</b>			
<i>Постоянная нагрузка:</i>			
<i>1. Линохром ТКП – 1слой</i>			
<i>Линохром ТПП – 1 слой</i>			
$\delta=35 \text{ мм, } (\rho=600 \text{ кг/м}^3)$			
$0,6 \cdot 0,035 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 1$			
<i>2. Цементно-песчаная стяжка</i>	0,412	1,3	0,535
$\delta=50 \text{ мм, } (\rho=2200 \text{ кг/м}^3)$			
$2,2 \cdot 0,05 \cdot 9,81 \cdot 1$			
<i>3. Разуклонка керамзитом</i>	1,079	1,3	1,403
$\delta=200 \text{ мм, } (\rho=700 \text{ кг/м}^3)$			
$0,7 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \cdot 1$			
<i>4. Утеплитель Rockwall</i>	1,37	1,3	1,78
$\delta=200 \text{ мм, } (\rho=160 \text{ кг/м}^3)$			
$0,16 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \cdot 1$			
<i>5. Пароизоляция</i>	0,051	1,3	0,069
<i>6. Ребристая панель покрытия</i>	-	-	-
	2,5	1,1	2,75
<u><i>Итого от покрытия:</i></u>	<b>5,41</b>	-	<b>6,537</b>
<b>Перекрытие:</b>			
<i>Постоянная нагрузка:</i>			
<i>1. Собственный вес ребристой плиты</i>	2,500	1,1	2,750
<i>2. То же слоя цементного раствора,</i>	0,770	1,3	1,001
$\delta=35 \text{ мм, } (\rho=2200 \text{ кг/м}^3)$			
<i>3. То же керамических плиток,</i>	0,240	1,1	0,264
$\delta=13 \text{ мм, } (\rho=1800 \text{ кг/м}^3)$			
<i>4. Нормативная (от перегородок)</i>	0,900	1,1	0,990
<u><i>Итого от междуэтажных перекрытий:</i></u>	<b>4,410</b>	-	<b>5,005</b>



Окончание таблицы 5

1	2	3	4
<b>Перекрытие:</b>			
Временная нагрузка $V$ (по заданию):	8,600	1,2	10,320
В том числе:			
длительная, $V_{lon}$	6,192	1,2	7,4304
кратковременная, $V_{sh}$	2,408	1,2	2,8896

### Сбор временной снеговой и временной нагрузки

В приведенном далее примере район строительства – III, г. Красноярск, нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли составляет  $1,5 \text{ кН/м}^2$  ( $150 \text{ кг/м}^2$ ), (см. прил. 5).

#### *1. Сбор снеговой нагрузки (вертикальной)*

определяется по СП 20.13330 по формуле:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (1)$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5-10.9

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4

$S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}$  горизонтальной поверхности земли СП 20.13330 Нагрузки и воздействия (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*).

Для пологих покрытий с небольшим уклоном (до 12%) при действии ветра скоростью более  $2 \text{ м/с}$  за три холодных месяца (по карте СП 20.13330). Он определяется по формуле:

$$c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002b); \quad (2)$$

где  $v$  – скорость ветра для района строительства,  $k$  – высотный коэффициент (по табл. 11.2 СП 20.13330);  $b$  – ширина здания (принимается не более  $100 \text{ м}$ ).

Термический коэффициент  $c_t$ , учитывающий таяние снега на кровле при выделении тепла. Для отапливаемого здания с исправной кровлей принимается  $c_t = 1$ .

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Таким образом нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кПа.}$$

Расчетное значение снеговой нагрузки с учетом  $\gamma_f = 1,4$  (п.10.12 [1])<sub>01</sub>

$$S_{\text{расч}} = S_0 \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ кПа.}$$

### 2. Сбор ветровой нагрузки (горизонтальной)

Ветровая нагрузка действует как равномерно распределенная на плоскость фасада (в пределах одной отметки здания). Интенсивность ветровой нагрузки зависит от конфигурации (аэродинамика) здания, наличия выступающих элементов, придающих фасадам шероховатость, высоты здания. Нагрузка от ветра увеличивается от цокольной части здания к верхней отметке.

Интенсивность ветровой нагрузки изменяется по шкале времени. В одну минуту может происходить до 4 – 5 превышений над средним значением, характер ветровой нагрузки – пульсационный. Она относится к виду динамической нагрузки. В связи с этим нормативное значение ветровой нагрузки следует определять как сумму средней  $\omega_m$  и пульсационной  $\omega_p$  составляющих:

$$\omega = \omega_m + \omega_p. \quad (3)$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $\omega_m$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли следует определить по формуле:

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k(z_e) c, \quad (4)$$

где  $\omega_0$  – нормативное значение ветрового давления, ( $\omega_0 = 0,38$ )

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты ( $z_e$ );

$c$  – аэродинамический коэффициент (прил. В1.2 [1]).

Эквивалентная высота определяется в зависимости от соотношения высоты несущей системы и размера здания в направлении, перпендикулярном направлению ветра.

Парус здания образован его длиной  $d$  – длина фасада, на которую действует ветровая нагрузка и высотой  $h$  – высота несущей системы:

$$d = n \cdot a + 2 \cdot \delta_{\text{ст}}, \quad (5)$$

где  $n$  – число расстояний между поперечными рамами одного температурного блока;

$a$  – шаг колонн;

$\delta_{\text{ст}}$  – толщина фасадной стеновой панели.

Для одного рассматриваемого температурного блока здания:

$$d = 5 \cdot 6,6 + 0,6 = 33,6 \text{ м.}$$

Высота несущей системы:

$$h = N \cdot h_{\text{эт}} + h_1 + h_2, \quad (6)$$

где  $n$  – количество надземных этажей;

$h_{\text{эт}}$  – высота этажа;

$h_1$  – высота от уровня чистого пола;

$h_2$  – высота парапета.

$$h = 7 \cdot 3,3 + 1 + 1 = 25,1 \text{ м}$$

Эквивалентная высота здания определяется в соответствии с требованиями п. 11.1.5 [1]:

а) при  $h \leq d \rightarrow z_e = h$ ;

б) при  $d < h \leq 2d$ :

для  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$ ;

для  $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$ ;

в) при  $h > 2d$ :

для  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$ ;

для  $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$ ;

для  $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$

здесь  $z$  – высота от поверхности земли (планировочной отметки).

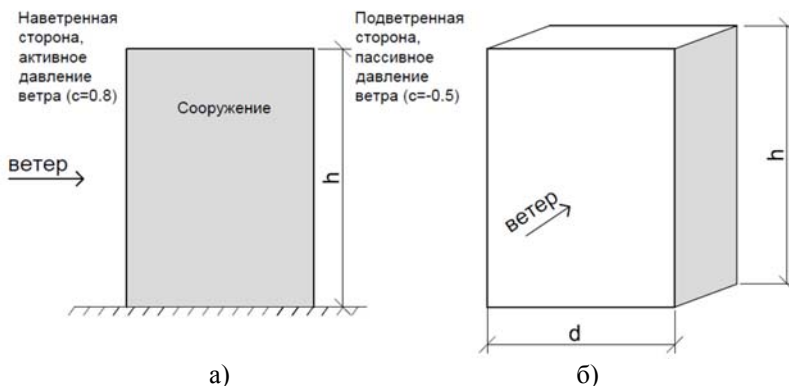


Рис. 3.4. Схема к определению средней составляющей ветровой нагрузки  $\omega_m$ : а – аэродинамические коэффициенты для наветренной и подветренной сторон здания; б – направление действия ветровой нагрузки на фасад

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки  $w_p$  на эквивалентной высоте  $z_e$  следует определять в соответствии с требованиями п. 11.1.8 [1] в зависимости от соотношения первой частоты собственных колебаний  $f_1$ , Гц, и предельного значения собственной частоты, определяемого по табл. 11.5 п. 11.1.10 [1]:

а) для сооружений и их конструктивных элементов, у которых первая частота собственных колебаний  $f_1$ , Гц, больше предельного значения собственной частоты  $f_{lim}$  (п. 11.1.10 [1]) по формуле:

$$\omega_p = \omega_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \vartheta, \quad (7)$$

где  $\zeta(z_e)$  – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый для эквивалентной высоты  $z_e$ , табл. 11.4 [1]

$\vartheta$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (п. 11.1.11 [1]).

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k(z_e) c; \quad (8)$$

б) для всех сооружений, у которых  $f_1 < f_{lim} < f_2$  – по формуле:

$$\omega_p = \omega_m \cdot \xi \cdot \zeta(z_e) \cdot \vartheta, \quad (9)$$

где  $f_2$  – вторая собственная частота;

$\xi$  – коэффициент динамичности, определяемый по рис. 11.1 [1] в зависимости от параметра  $\delta = 0,3$  для железобетонных сооружений и параметра  $\varepsilon_1$ , который определяется для первой собственной частоты  $f_1$ :

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{\omega_0 \cdot k(z_{эк}) \cdot \gamma_f}}{940 \cdot f_1}, \quad (10)$$

где  $w_0$  – нормативное значение давления ветра для данного ветрового района, Па;

$k(z_{эк})$  – коэффициент возрастания скоростного напора для высоты  $z_{эк}$ ;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,4$  (п. 11.1.12 [1]);

Для конструктивных элементов  $z_{эк}$  – высота  $z$ , на которой они расположены; для зданий и сооружений  $z_{эк} = 0,8h$ , где  $h$  – высота сооружений;

$f_1$  – первая частота собственных колебаний равная:

$$f_1 = \frac{1}{T_1}, \quad (11)$$

$T_1$  – период собственных колебаний первого тона, по приближенной формуле П.Ф. Дроздова [12]:

$$T_1 \approx 0,021 \cdot H;$$

$H$  – высота несущей системы, м.

Вследствие соблюдения требования примечания п. 11.1.8, [1] для проектируемого здания в курсовом проекте в г. Белгород ( $\omega_0=0,38$  кПа), тип местности «В» с  $d = 33,6$  м,  $h = 25,1$  м высота которого не превышает 40 м пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле:

$$\omega_p = \omega_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \vartheta; \quad (12)$$

Эквивалентная высота  $z_e$  для рассматриваемого здания при соотношении  $h = 25,1 \text{ м} \leq d = 33,6 \text{ м}$ , следовательно,  $z_e = h$ , тип местности «В», высотный коэффициент по табл. 11.2, [1] составит:

для отм. 20 м  $k(z_e) = 0,85$ ; для отм. 40 м  $k(z_e) = 1,1$ ;

для отм. 25,1 м  $k(z_e) = 0,9137$  (по интерполяции как промежуточное значение).

Аэродинамический коэффициент «с» определяется конфигурацией здания. Для здания, представляющего собой параллелепипед с наветренной стороны  $s = +0,8$ , с подветренной стороны  $s = -0,5$ . Ветровая нагрузка направлена в одну сторону: на один фасад, от противоположного фасада (прил. В.1.2 [1]).

Определяем нормативные значения ветровой нагрузки:

1. Среднее значение ветровой нагрузки (с наветренной стороны, при  $s = 0,8$ ) по  $\omega_m = \omega_0 \cdot k(z_e) s$ ;

$$\text{До отм. 25,1 м: } \omega_m(25,1) = 0,38 \cdot 0,9137 \cdot 0,8 = 0,277 \text{ кПа.}$$

2. Среднее значение ветровой нагрузки (с подветренной стороны, при  $s = -0,5$ ):

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k(z_e) s;$$

До отм. 25,1 м:  $\omega_m(25,1) = 0,38 \cdot 0,9137 \cdot 0,5 = 0,174$  кПа.

3. Пульсационная составляющая ветровой нагрузки:

$$\omega_p = \omega_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \vartheta;$$

Для протяженного невысокого здания расчетная поверхность сооружения согласно рис.11.2 [1] принимается  $ZoY$ , следовательно:

$$\rho = d = 33,6 \text{ м,}$$

$$\chi = h = 25,1 \text{ м.}$$

Для типа местности «В» по табл. 11.6, 11.7 [1] коэффициент  $\vartheta = 0,712$  (определяется двойной интерполяцией).

Коэффициент пульсаций давления по табл. 11.4, [1] составит:

для отм. 20 м  $\zeta(z_e) = 0,92$ ; для отм. 40 м  $\zeta(z_e) = 0,8$ ;

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

для отм. 25,1м  $\zeta(z_e) = 0,8894$  (по интерполяции как промежуточное значение).

До отм. 25,1 м (с надветренной стороны):

$$\omega_p(25,1) = 0,277 \cdot 0,8894 \cdot 0,712 = 0,175 \text{ кПа.}$$

До отм. 25,1 м (с подветренной стороны):

$$\omega_p(25,1) = 0,174 \cdot 0,8894 \cdot 0,712 = 0,110 \text{ кПа.}$$

4. Нормативные значения основной ветровой нагрузки:

$$\omega = \omega_m + \omega_p ;$$

До отм. 25,1 м (с надветренной стороны):

$$\omega(25,1) = 0,277 + 0,175 = 0,452 \text{ кПа,}$$

До отм. 25,1 м (с подветренной стороны):

$$\omega(25,1) = 0,174 + 0,110 = 0,284 \text{ кПа.}$$

### 3.3.4. Уточнение размеров элементов рамы и расчетные пролеты

Из сбора нагрузок полная расчетная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> покрытия с учетом нормального уровня ответственности здания  $\gamma_n = 1$  (КС-2, см. [4], п.10 или прил. 7,8) будет равна:

$$q^{\text{пок}} = (g_{\text{пок}} + s_{\text{расч}}) \cdot \gamma_n = (6,537 + 2,1) \cdot 1 = 8,637 \text{ кН/м}^2.$$

Из табл. 5 сбора нагрузок полная расчетная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> перекрытия с учетом нормального уровня ответственности здания  $\gamma_n = 1$  (КС-2, см. [4], п.10 или прил. 7,8) будет равна:

$$q^{\text{пер}} = (g_{\text{пер}} + v_{\text{пер}}) \cdot \gamma_n = (5,005 + 10,32) \cdot 1 = 15,325 \text{ кН/м}^2.$$

В соответствие с грузовой площадью промежуточной колонны,  $A_{\text{col}} = a \cdot L = 6,6 \cdot 5,1 = 33,66 \text{ м}^2$  при количестве этажей 8, включая подвал, продольная сила, воспринимаемая колонной нижнего этажа от полной расчетной нагрузки на уровне обреза фундамента, будет равна:

$$\begin{aligned} N &= q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{col}} \cdot (n_{\text{эт}} - 1) + q^{\text{пок}} \cdot A_{\text{col}} = \\ &= 15,325 \cdot 33,66 \cdot (8 - 1) + 8,637 \cdot 33,66 = 3901,6 \text{ кН} \end{aligned}$$

Класс бетона принят В15, его расчетное сопротивление  $R_b = 8,5$  МПа. Требуемая площадь сечения колонны в зависимости от гибкости колонны в пределах этажа  $10 \leq \lambda = \frac{l_0}{h} \leq 20$  при  $0,9 \leq \varphi \leq 0,7$  (по линейной интерполяции)

$$A = \frac{N}{\varphi \gamma_{b2} R_b} = \frac{3901600}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot 100} = 5666 \text{ см}^2$$

При квадратном сечении требуемые размеры сечения колонны  $b = h = \sqrt{5666} = 75 \text{ см}$ , принимаем кратно строительному модулю 50 мм с учетом работы продольной арматуры колонны  $b = h = 750 \text{ мм}$ .

При такой большой нагрузке сечение колонны в нижних ярусах каркаса рекомендуется принимать прямоугольным с соотношением сторон  $1 : 1,5$  – например,  $400 \times 600 \text{ мм}$ . В верхних ярусах сечение можно уменьшить до  $400 \times 400 \text{ мм}$ , соблюдая при этом принцип соосности ярусов. Но при выполнении данных расчетов в первом приближении задаемся сечением колонны  $600 \times 600 \text{ мм}$ .

Сечения ригелей назначены конструктивно  $500 \times 250 \text{ мм}$  (см. п. 3.1).

Нагрузка на ригель от ребристой плиты при числе ребер в пролете ригеля более четырех считается равномерно распределенной.

### **3.4. Реализация расчета в ПК «Лира»**

#### **3.4.1. Создание расчетной схемы (модели) многоэтажного здания**

В соответствии с [13] в рамных каркасах рекомендуется учитывать повышенную деформативность в узлах сопряжения ригеля с колонной вследствие появления неупругих деформаций, образования и развития трещин. В первом приближении жесткость узлов принимается абсолютной, т.е. идеализированной.

Для создания геометрии плоской многопролетной рамы выполним команду генерации рамы (рис. 3.5).

Если высота первого этажа больше типовых этажей, перемещаем нижние узлы на необходимую величину вниз командой «Перемещение узлов». Отметки осей ригелей определяем по примеру, приведенному на рис. 3.3а. Например, для оси ригеля первого этажа:  $3,3 - 0,85 = 2,45 \text{ м}$ . Для остальных этажей в силу регулярности:  $2,45 + 3,3 = 5,75 \text{ м}$  и т.д.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

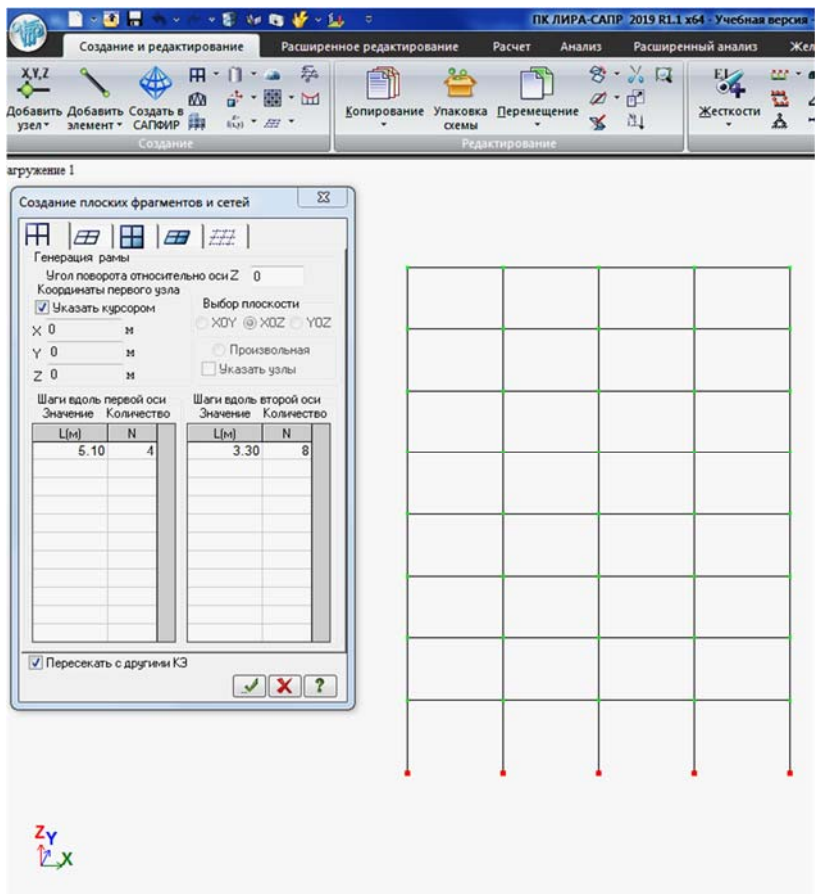


Рис. 3.5. Процедура генерации рамы по числовым параметрам



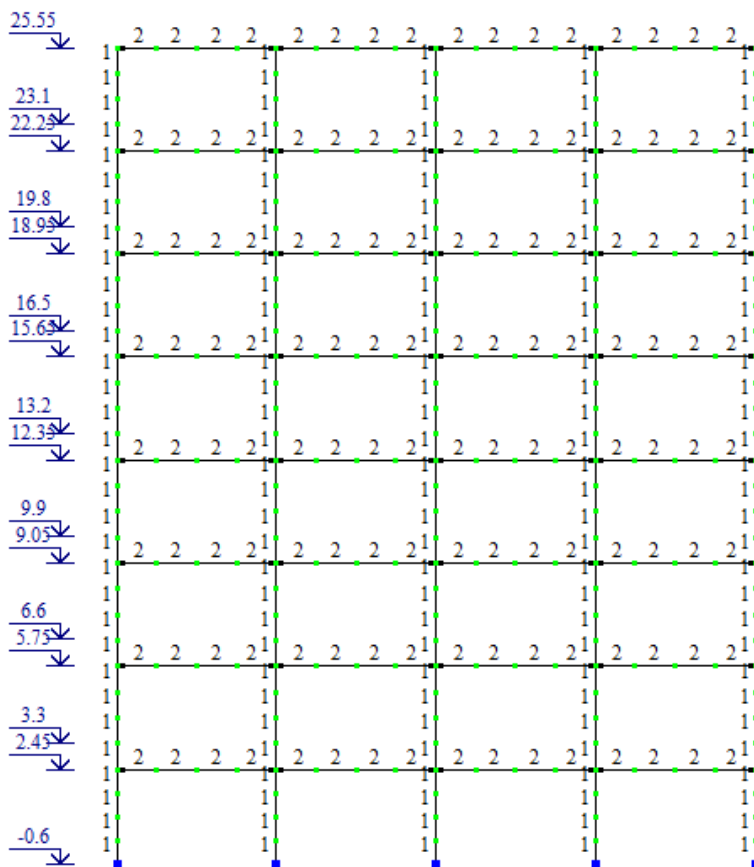


Рис. 3.6. Геометрические размеры и нумерация жесткостей расчетной схемы поперечной рамы

Для рамы с помощью ФЛАГОВ РИСОВАНИЯ покажем на рис. 3.6 номера узлов, номера элементов, размеры на проекции X0Z, номера жесткостей.

Характеристика жесткостей конечных элементов (КЭ). Принимаем колонны квадратного сечения  $b \times h = 60 \times 60$  см, бетон конструкций класса В15,  $E_b = 24000$  МПа; ригели прямоугольного сечения с размерами (см):  $b = 25$  см,  $h = 50$  см, бетон конструкций класса В15,  $E_b = 24000$  МПа.

Таблица используемых жесткостей представлена на рис. 3.7.

Тип жесткости	Имя	Параметры		
		(сечения- (см)	жесткости- (т,м)	расп.вес- (т,м)
1	Брус 60 X 60 (колонна)	Rc=2.54929, E=2.44732e+006, GF=0		
			B=60, H=60	
2	Брус 25 X 50 (ригель)	Rc=2.54929, E=2.44732e+006, GF=0		
			B=25, H=50	

Рис. 3.7. Таблица жесткостей элементов (копия окна экрана)

### 3.4.2. Расчетные сечения

По умолчанию усилия определяются в двух сечениях – в начале и в конце конечного элемента. Для конструирования арматуры в конечном элементе необходимо не менее пяти сечений. В заданных для конструирования арматуры конечных элементах можно принять 5 расчетных сечений. Для этого, а также большей наглядности разбиения пролетов ригеля и получения значений прогибов в серединах ригелей вводим дополнительные узлы разбивкой конечного элемента ригеля на 4 равные части.

Результатами статического расчёта схемы являются перемещения узлов схемы (прогибов) и усилия (напряжения) в сечениях элементов. Необходимо получить числовые значения перемещений в середине пролета и линий прогибов, чтобы сравнить с предельно допустимыми значениями. После создания расчетной модели выполняем разбиение ригелей и колонн по длине промежуточными узлами.

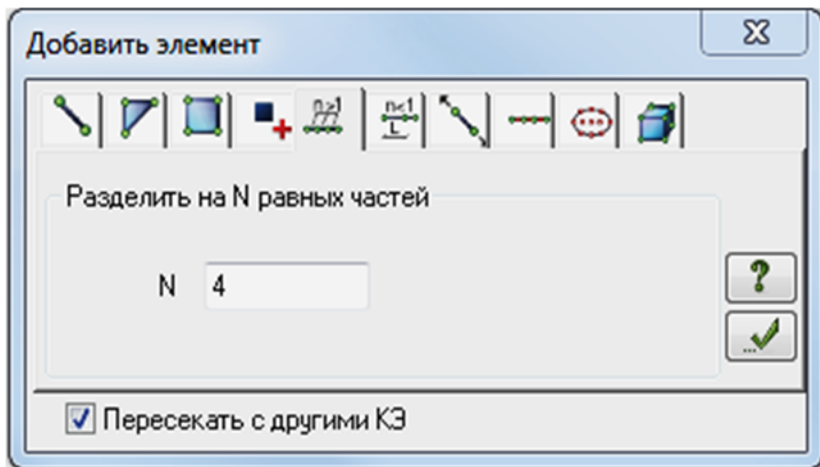
Разбиение стержневого КЭ промежуточными узлами можно выполнить тремя способами:

1) разделить стержень делением на N равных частей – деление отмеченного стержня на заданное (N) количество стержней одинаковой длины;

2) разделить стержень при вводе узла на расстоянии L – деление отмеченного стержня на два других в соответствии с расстоянием L от первого отмеченного узла, либо по пропорции;

3) разделить стержень при вводе узла по координатам – деление отмеченного стержня на два других в соответствии с заданными координатами нового узла, пересекающего стержень (при включенном флажке «Разделить КЭ новыми узлами»).

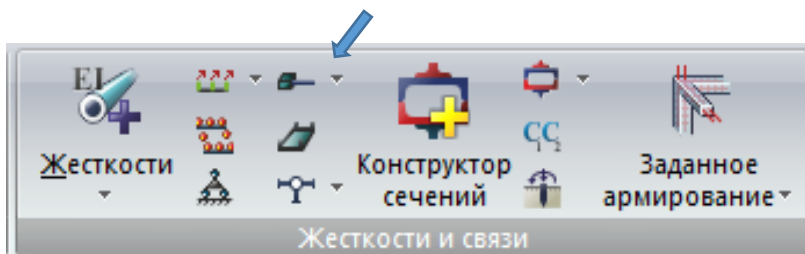
Для определения значений усилий и прогибов в середине пролета горизонтальных КЭ выполним для выделенных элементов команду:



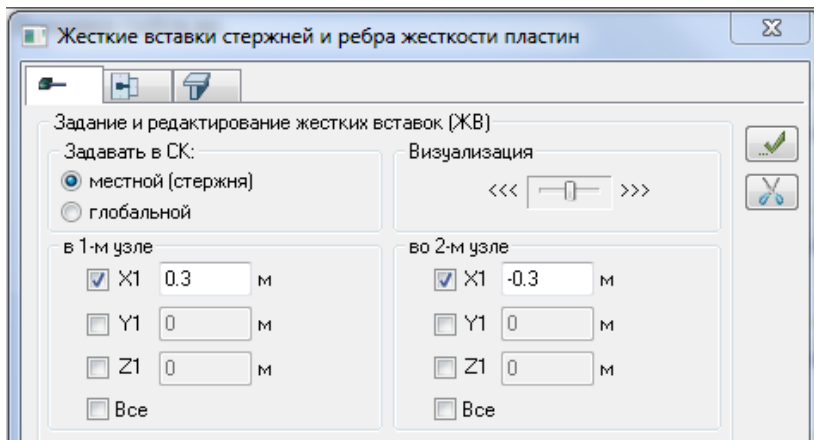
Так как ригель начинается не от оси колонны, а от ее грани, вводим по краям горизонтальных конечных элементов жесткие вставки, учитывающие размеры сечения колонны, величиной:

$$a_x = b_x = h/2 = 0,6 \text{ м} / 2 = 0,3 \text{ м.}$$

Для определения изгибающих моментов в горизонтальных конечных элементах по грани колонн зададим жесткие вставки по оси X. Значение жестких вставок равно половине ширины колонны. Задание жестких вставок в выделенных элементах выполняется с помощью команды:



При ширине колонны 0,6м значение жестких вставок в начале стержня 0,3 м, в конце стержня – 0,3 м.



Общий вид схемы с жесткими вставками представлен на рис. 3.8.

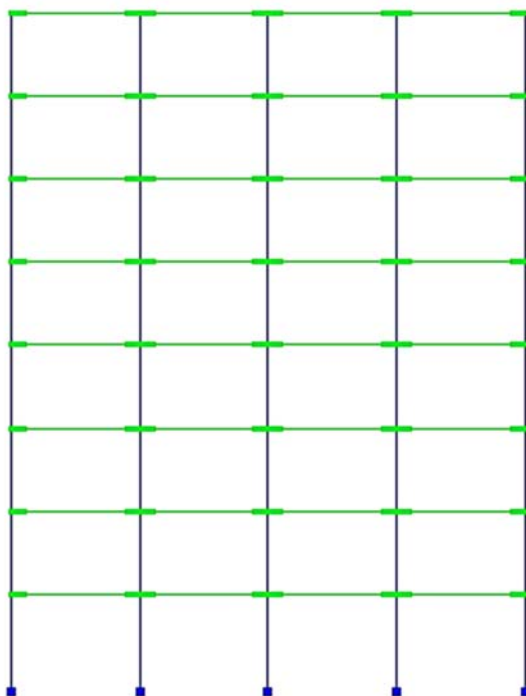
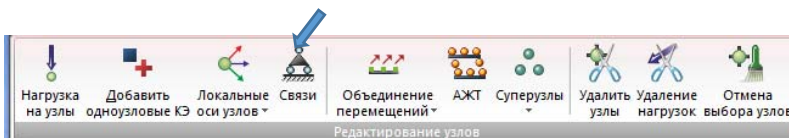
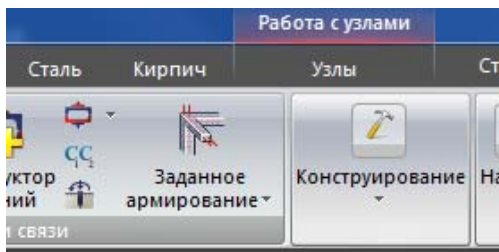
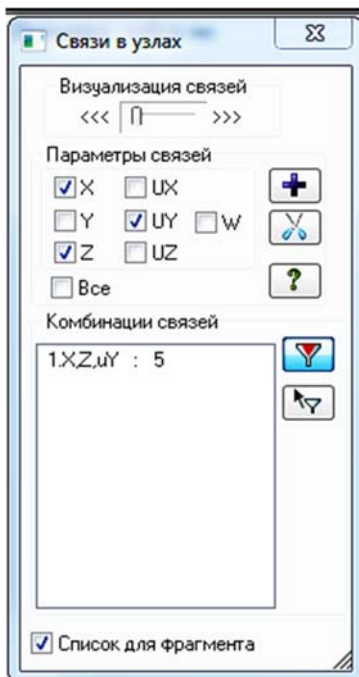


Рис. 3.8. Схема рамы с жесткими вставками

Задание связей (жесткие узлы «колонна – фундамент») в выделенных опорных узлах выполняется с помощью команды «Работа с узлами» – «Связи»:




В появившемся окне укажем:

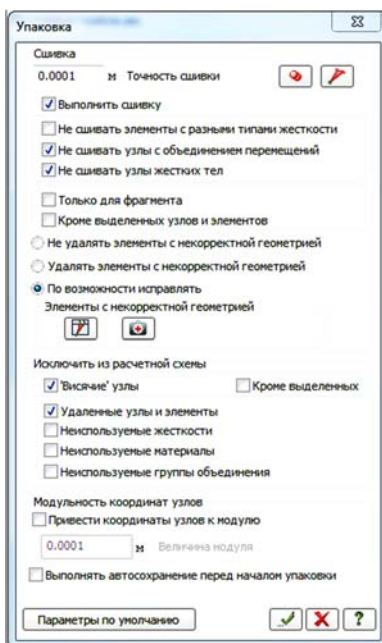


### 3.4.3. Упаковка схемы

В процессе создания расчетной модели приходится неоднократно удалять одни элементы и добавлять другие либо производить корректировку, устранять ошибки построения. В этом случае для устранения нестыковок схемы помогает опция «Упаковка схемы».

Диалоговое окно «Упаковка схемы» предназначено для управления параметрами упаковки созданной схемы после выполнения операций Создание, Копирование и других операций с геометрией.

Диалоговое окно «Упаковка схемы» находится в ленте «Создание и редактирование» – пиктограмма  на панели инструментов).



В диалоговом окне обычно включают опции «Исключать из расчетной схемы удаленные узлы и элементы, висячие (не соединенные с элементами) узлы», «Выполнить сшивку». Точность сшивки в нашем случае не должна быть больше 0,3 м (по минимальному расстоянию между узлами).

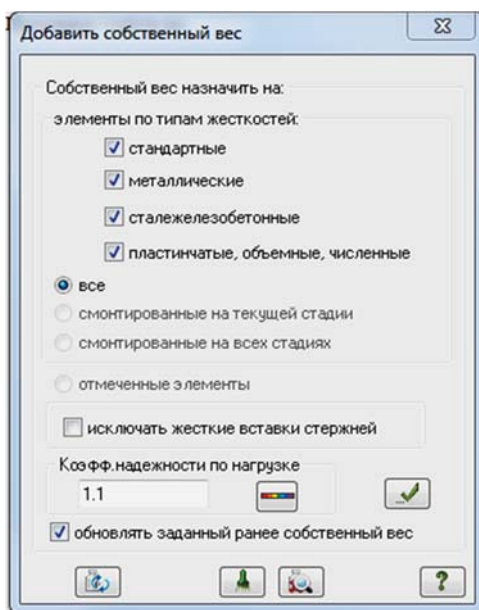
Это необязательная операция. Но работать с результатами расчета удобнее, если схема была упакована. Поэтому рекомендуется по окончании корректировки выполнять команду «Упаковка схемы».

### 3.4.4. Загружения и нагрузки

В расчетной схеме задаются расчетные значения нагрузок. Для реализации расчетов по первой и второй группам предельных состояний и учета особенностей работы железобетона и возможности перемещения временной нагрузки по перекрытию все нагрузки разделены по загружениям. Численно вводятся расчетные нагрузки. Отдельно задаются постоянные (загружение 1) и временные нагрузки: полезные на перекрытия (загружения 3–5), от снега (загружение 2), ветровая справа и слева (загружения 6–7).

Для упрощения задания нагрузок, нагрузка от собственного веса рамы рассчитывается автоматически по заданной плотности железобетона и прикладывается в «загружение 1» с помощью опции, имеющейся в программном комплексе. Для этого во вкладке «Жесткости» необходимо ввести объемный вес железобетона  $25 \text{ кН/м}^3$  ( $2,5 \text{ т/м}^3$ ). Разделитель дробной части – точка.

Для приложения нагрузок от собственного веса через меню «Нагрузки» выполняем команду:



Для собственного веса железобетонных конструкций принято назначать коэффициент надежности по нагрузке 1,1.

Приложенные нагрузки от собственного веса представлены на рис. 3.10.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

Расчетные значения нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия и покрытия:

– Постоянная равномерно распределенная расчетная нагрузка от перекрытия, пола и перегородок (табл. 5) –  $5,005 \text{ кН/м}^2$ .

– Нагрузка от покрытия (табл. 5) –  $6,537 \text{ кН/м}^2$ .

– Временная нагрузка на перекрытие (табл. 5) –  $10,32 \text{ кН/м}^2$ .

Нагрузку на плоскую раму необходимо приложить линейно, с учетом грузовой площади (полоса шириной  $1 \text{ м}$  на шаг рам  $a = 6,6 \text{ м}$ )

Выполним приведение постоянной расчетной равномерно распределенной расчетной нагрузки к линейной (погонной), умножив ее значение на ширину грузовой полосы покрытия и перекрытия ( $6,6 \text{ м}$ ) и с учетом коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ :

- Постоянная нагрузка от веса перекрытия, пола и перегородок («загружение 1»):

$$g_1 = 5,005 \text{ кН/м}^2 \cdot 6,6 \text{ м} \cdot 1 = 33,03 \text{ кН/м};$$

- Постоянная нагрузка от веса покрытия и кровли («загружение 1»)

$$g_2 = 6,537 \text{ кН/м}^2 \cdot 6,6 \text{ м} \cdot 1 = 43,14 \text{ кН/м};$$

- Временная нагрузка на покрытие (снеговая нагрузка – «загружение 2»)

$$S_0 = 1,5 \text{ кН/м}^2 \cdot 6,6 \text{ м} \cdot 1 = 9,9 \text{ кН/м};$$

- Временная нагрузка на перекрытие (длительно действующие нагрузки – «загружение 3, 4, 5»):

$$v_1 = 10,32 \text{ кН/м}^2 \cdot 6,6 \text{ м} \cdot 1 = 68,112 \text{ кН/м}.$$

**Временная (полезная) нагрузка** на перекрытия может быть распределена равномерно по всем пролетам, а может находиться через пролет. В этом случае максимальный изгибающий момент возникает в колоннах. Необходимость введения вариантов нагрузки с расположением через пролет определяется технологическими процессами, предусмотренными в здании. В жилом каркасном здании при небольших пролетах, до  $6 \text{ м}$ , при значительно отличающихся величинах смежных пролетов такие варианты могут не понадобиться. Необходимость этого проектировщиком проверяется на упрощенных моделях. Отличие в усилиях по этим схемам и от равномерной нагрузки по пролетам до  $10 \%$  от полной нагрузки не требует введения схем загрузки «через пролет», разница усилий будет компенсирована перераспределением между пролетами рамы.

В курсовом проекте при расчете необходимо рассмотреть несколько вариантов приложения временной нагрузки. Все они должны быть взаимно исключающими. Компьютерная программа при реализации опции «PCУ» для расчета армирования определяет усилия в раме от сочетания нагрузок, дающего в сумме максимальные значения. Для определения



максимальных усилий при ручном расчете армирования или определения суммарных прогибов необходимо воспользоваться опцией «РСН».

В здании применены самонесущие стеновые панели. Они передают нагрузку собственного веса на ленточный фундамент.

**Ветровую нагрузку** принимаем распределённой равномерно по высоте здания см. п. 3.3.3 и рис. 3.9.

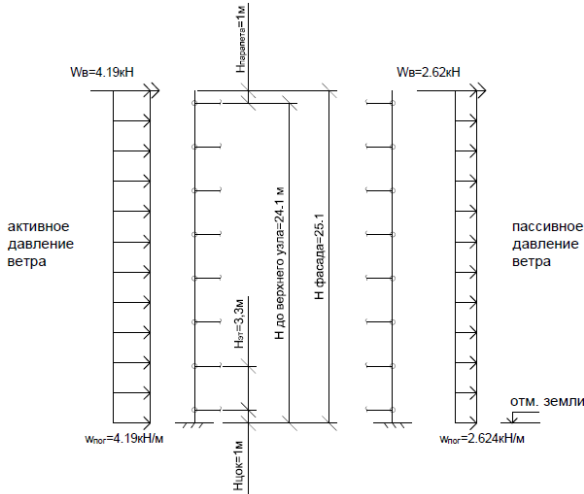


Рис. 3.9. Эпюра ветрового давления на фасад

Определяем погонную расчетную нагрузку по высоте крайней колонны с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,4$ , коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n=1$  и при грузовой ширине рамы, равной 6,6 м:  $\text{кН/м}^2$

– с надветренной стороны:

$$\omega_{\text{пог}}(25,1) = \omega \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot a = 0.452 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6,6 \text{ м} = 4,19 \text{ кН/м} ;$$

– с подветренной стороны:

$$\omega_{\text{пог}}(25,1) = \omega \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot a = 0.284 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6,6 \text{ м} = 2,624 \text{ кН/м}$$

С небольшой погрешностью прямоугольную часть эпюры ветровой нагрузки на парапетную  $\text{м}^2$  части стены фасада  $h_{\text{парапета}} = 1\text{ м}$  заменяем сосредоточенной силой  $W_{\text{в}}$  и прикладываем ее в верхний узел расчетной схемы рамы:

– с надветренной стороны:

$$W_{\text{в}} = h_{\text{парапета}} \cdot q_{\text{в}}(25,1) = 1 \cdot 4,19 = 4,19 \text{ кН},$$

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

– с подветренной стороны

$$W_v = h_{\text{парапета}} \cdot q_w(25.1) = 1 \cdot 2,62 = 2,62 \text{ кН.}$$

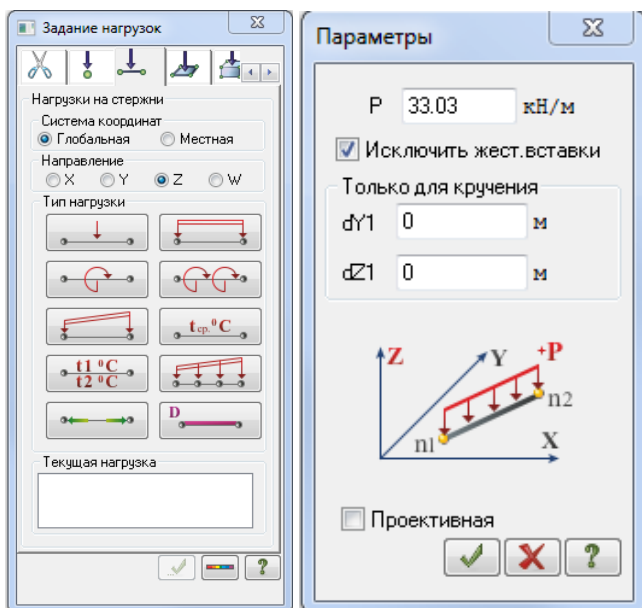
В расчетной схеме нижний ярус колонн расположен в зоне подвала, ветровая нагрузка действует ниже первого яруса ригеля на 0,6 м – 1,0 м (условно).

Эта распределенная и сосредоточенная нагрузка прикладывается отдельно по загрузениям, справа и слева. Естественно, эти два случая являются взаимоисключающими, что отражается в программировании расчета сочетаний усилий. То же относится и к временной нагрузке на перекрытия, загрузки с 3-го по 5-е также взаимоисключающие.

В рассматриваемом примере расчета группа взаимоисключающих временных нагрузок на перекрытия обозначена «1», группа ветровых – «2». Информация о величинах коэффициента надежности по нагрузке для расчета по 2-й группе предельных состояний и о коэффициентах длительности нагрузок для расчета железобетона приводится в таблице «Расчетных сочетаний усилий» («PCY»).

Ветровая нагрузка задается в виде линейной распределенной по высоте здания, в соответствии с величиной эквивалентной высоты.

Для приложения погонных нагрузок необходимо выделить КЭ ригелей или колонн и из меню «Нагрузки» выполнить команду:



Характеристики загрузений и нагрузок приведены в таблице РСУ.  
Значения нагрузок, приложенных в различных загрузениях поперечной рамы, представлены на рис. 3.10–3.16.

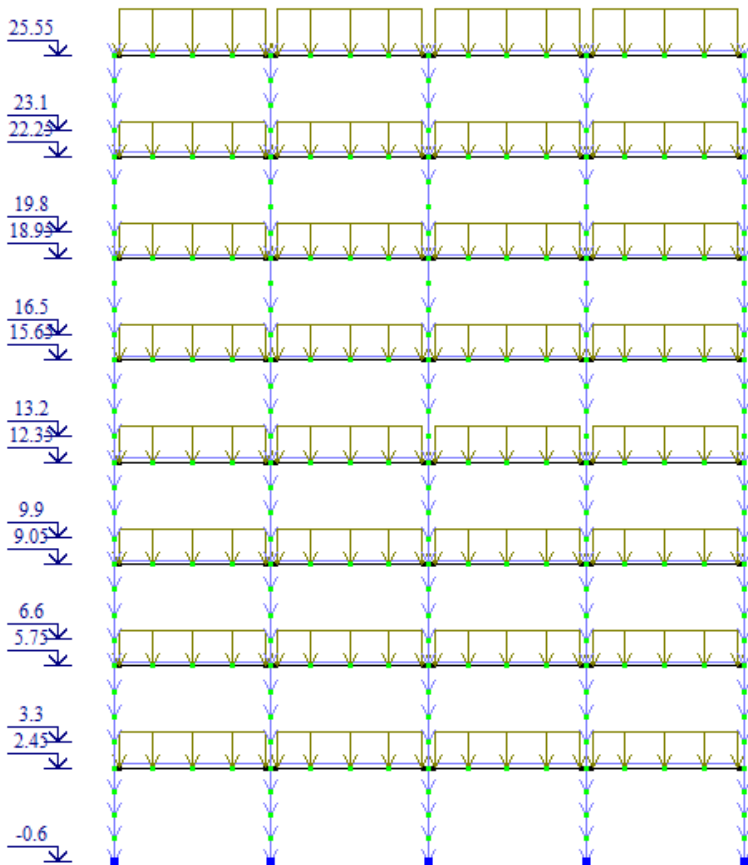


Рис. 3.10. Загрузка 1. Постоянная нагрузка + собственный вес

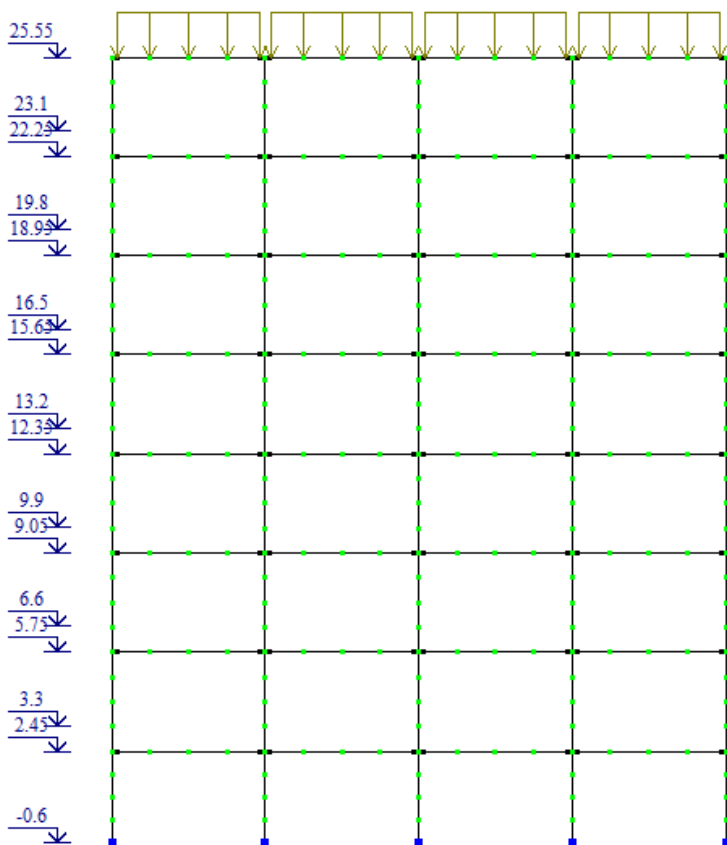


Рис. 3.11. Загружение 2. Снеговая нагрузка

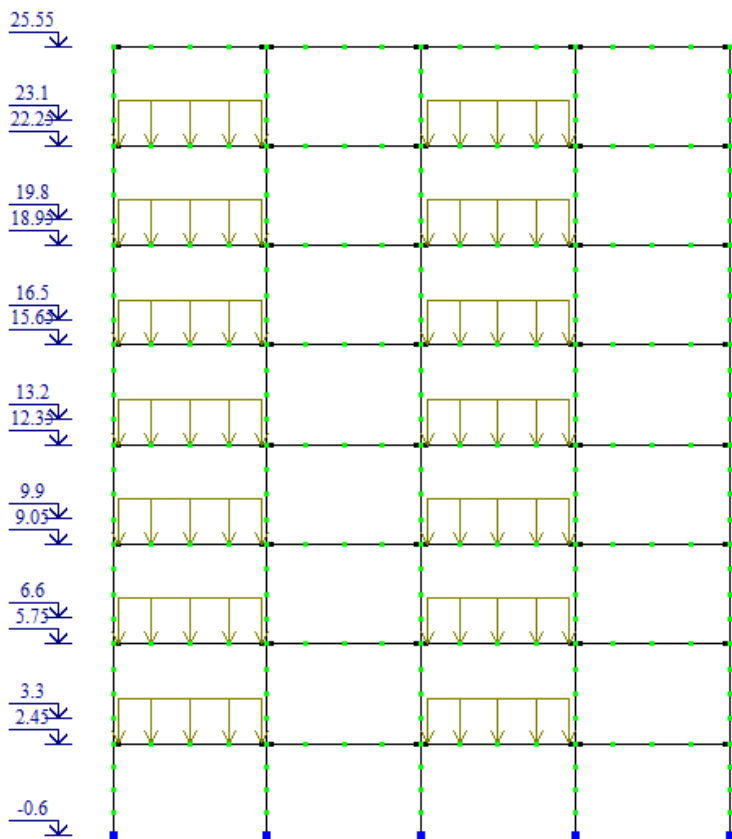


Рис. 3.12. Загружение 3. Временная нагрузка в 1 и 3 пролетах

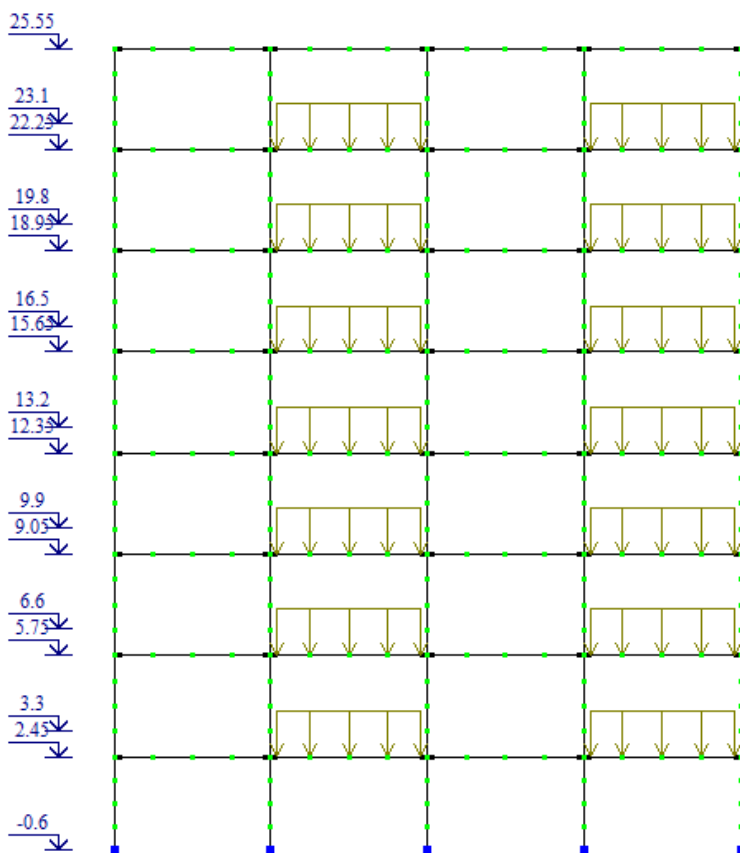


Рис. 3.13. Загружение 4. Временная нагрузка во 2 и 4 пролетах

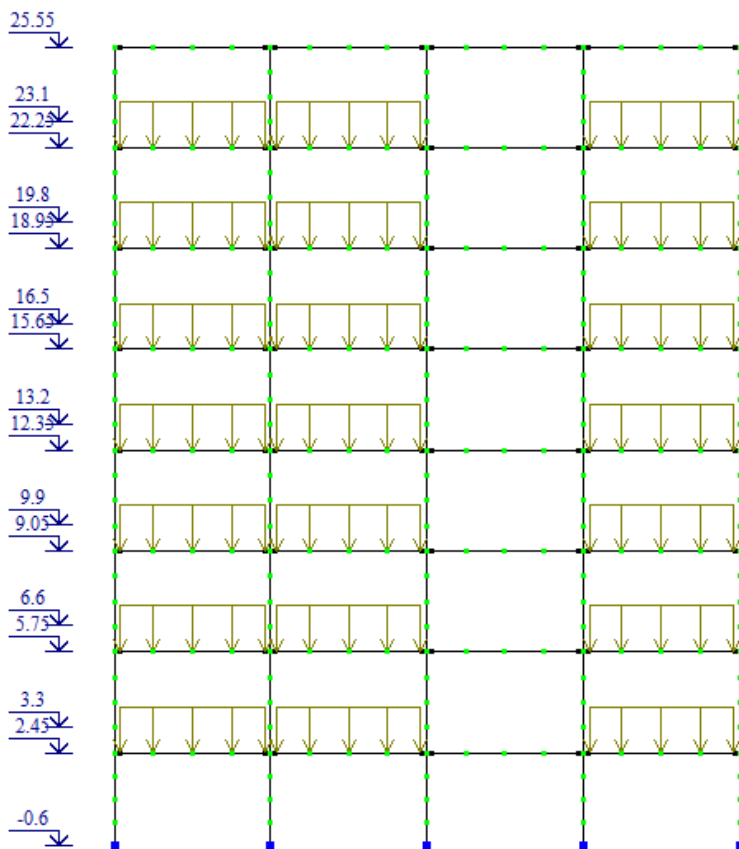


Рис. 3.14. Загружение 5. Временная нагрузка в 1, 2 и 4 пролетах

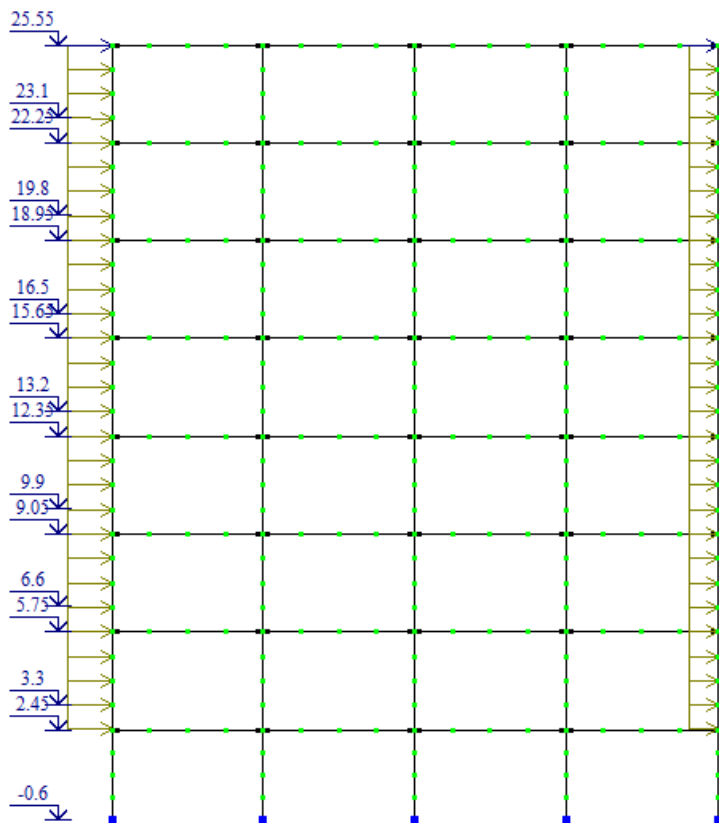


Рис. 3.15. Загрузка 6. Ветер слева



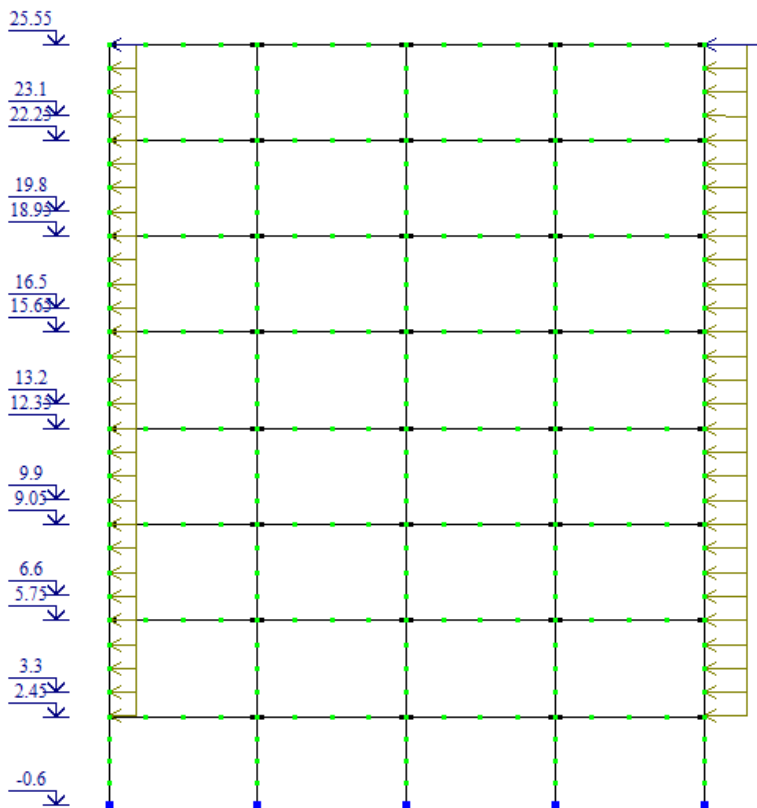
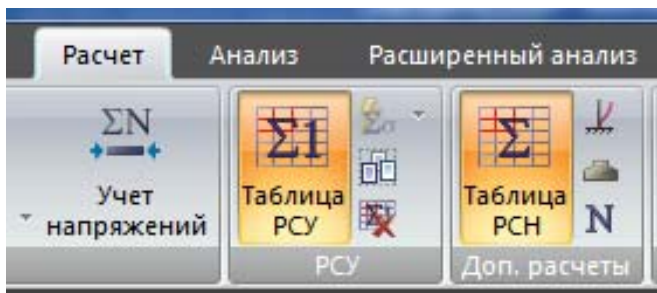


Рис. 3.16. Загрузка 7. Ветер справа

Для дальнейшего расчета сформируем РСУ, позволяющие выявить наиболее невыгодные сочетания нагрузений с помощью команды:



## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

В появившемся окне формируем РСУ согласно рис. 3.17.

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1

Имя таблицы РСУ: СП\_1

Строительные нормы: СП 20.13330.2016

Номер загрузки: 1 Постоянное +собств вес

Вид загрузки: Постоянное(0)

Кoeffициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(6 С)	5 сочет.	6 сочет.
1	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00
3	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00
4	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00
5	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00
7	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

№	Имя загрузки...	Вид	Параметры РСУ				Кoeffициенты РСУ					
1	Постоянное ...	Постоянное(0)	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00
2	Снеговая	Длительное ...	1	0	0	0	0	0	1.40	0.50	1.00	1.00
3	временная в ...	Длительное ...	1	0	0	1	0	0	1.20	0.35	1.00	1.00
4	временная в ...	Длительное ...	1	0	0	1	0	0	1.20	0.35	1.00	1.00
5	временная в ...	Длительное ...	1	0	1	0	0	0	1.20	0.35	1.00	1.00
6	ветер слева	Мгновенное(7)	7	0	0	2	0	0	1.40	0.00	1.00	1.00
7	ветер справа	Мгновенное(7)	7	0	0	2	0	0	1.40	0.00	1.00	1.00

Рис. 3.17. Таблица формирования РСУ

Для вычисления суммарных усилий в элементах и прогибов в узлах от сочетания усилий (комбинации постоянных, длительно действующих и кратковременных нагрузок) воспользуемся системой расчета сочетания нагрузок (РСН).

РСН получим из того же поля команд в ленте меню. В появившемся окне определим РСН согласно рис. 3.18:

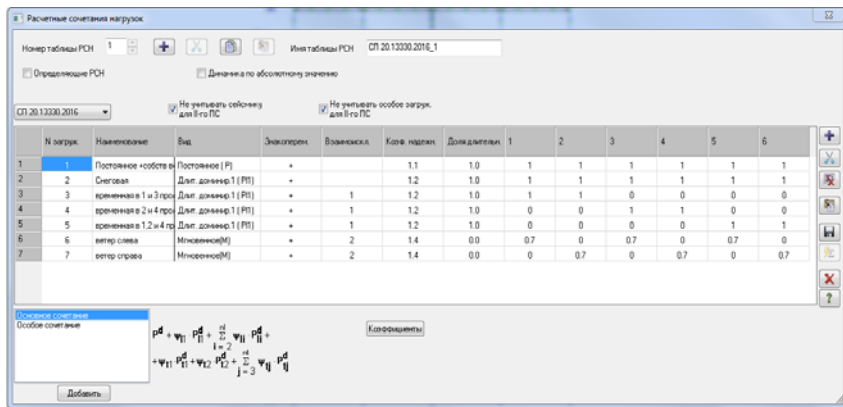
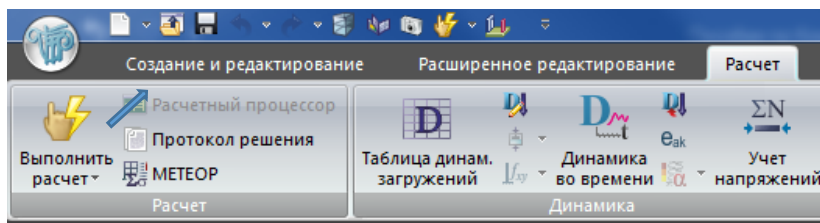


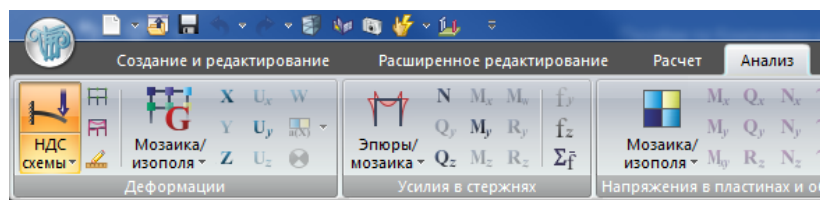
Рис. 3.18. Формирование таблицы РСН

### 3.5. Просмотр и анализ результатов расчета

Выполняем расчет рамы. Предварительно рекомендуется выполнить «упаковку схемы».



Результаты расчета можно увидеть с помощью окна «Анализ».



Для отображения результатов расчета суммарных усилий и перемещений от загружений включим режим РСН.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса



Полученная деформированная схема представлена на рис. 3.19.

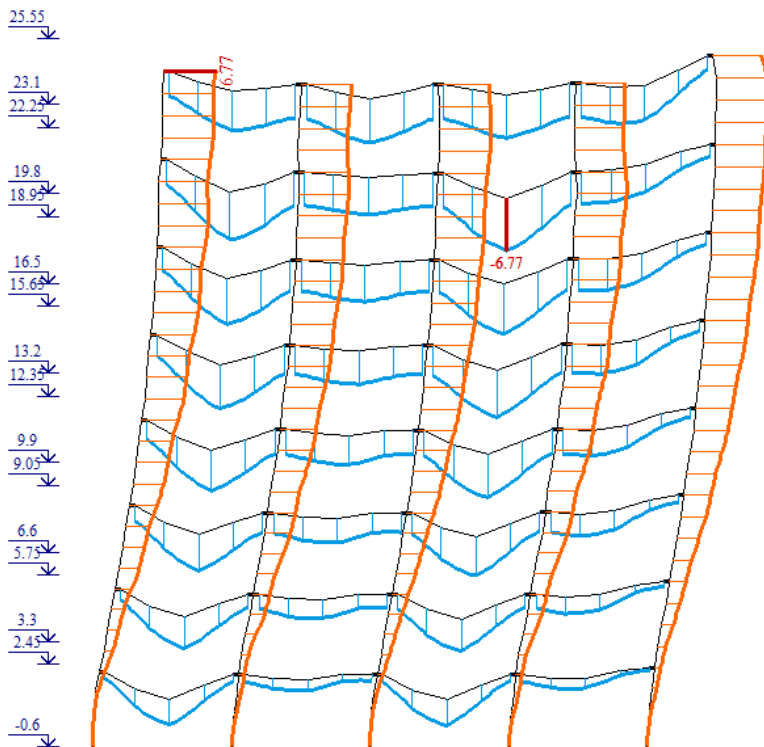
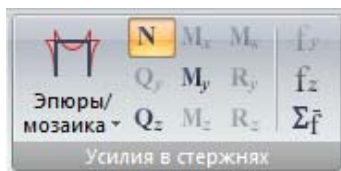


Рис. 3.19. Деформированная схема

Для отображения эпюр усилий в стержнях необходимо включить режим (продольные силы, изгибающие моменты, поперечные силы):



Полученные эпюры продольных сил и изгибающих моментов для РСН5 (максимальное по значениям для данного варианта) представлены на рис. 3.20–3.25.

Найти максимальные значения усилий отдельно по ригелям и колоннам возможно с использованием опции «Фрагментация».

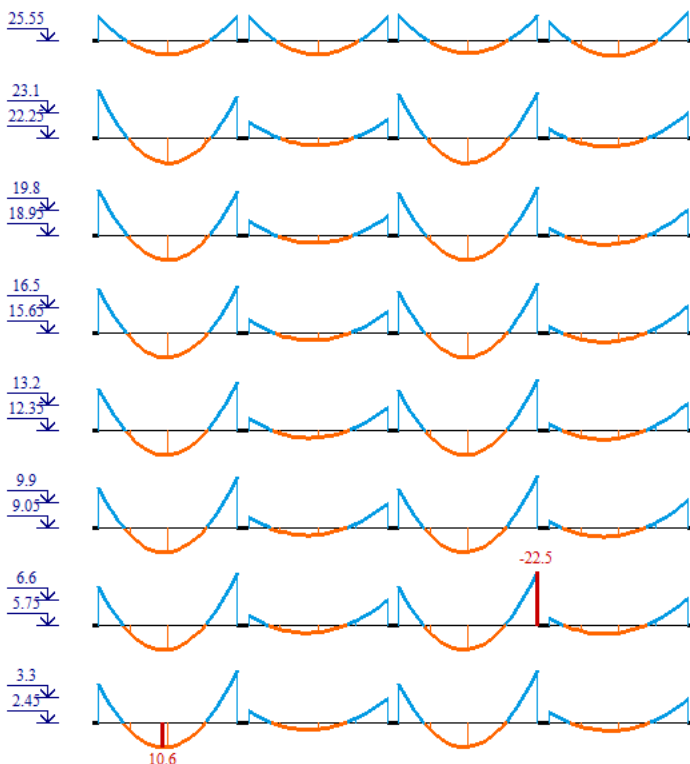


Рис. 3.20. Эпюра моментов от сочетания нагрузок РСН1 (нагрузки 1+2+3+6), максимальный пролетный момент

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

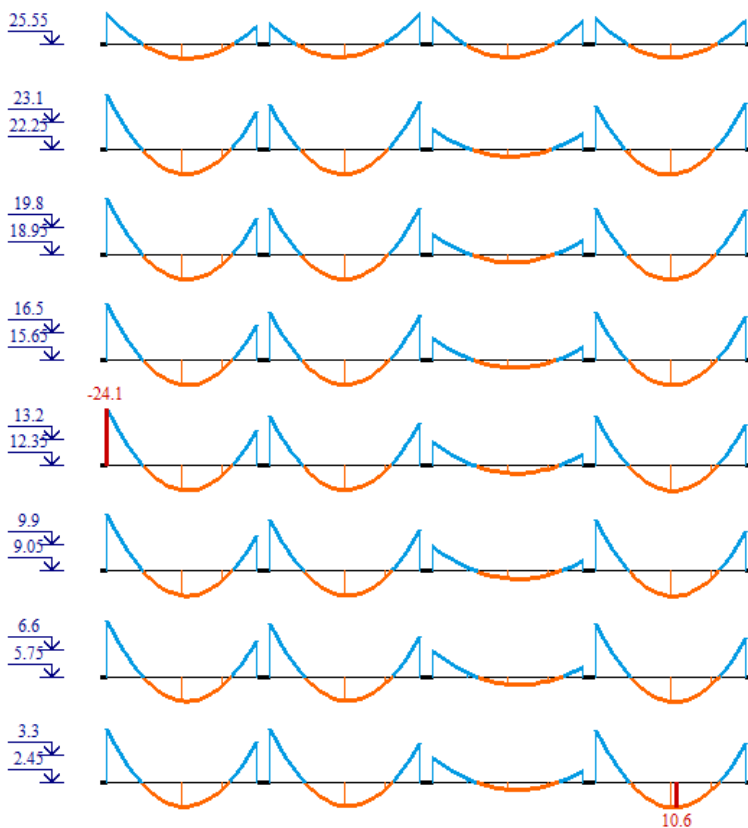


Рис. 3.21. Эпюры моментов от сочетания нагрузок РСН6 (1+2+5+7), максимальный опорный момент

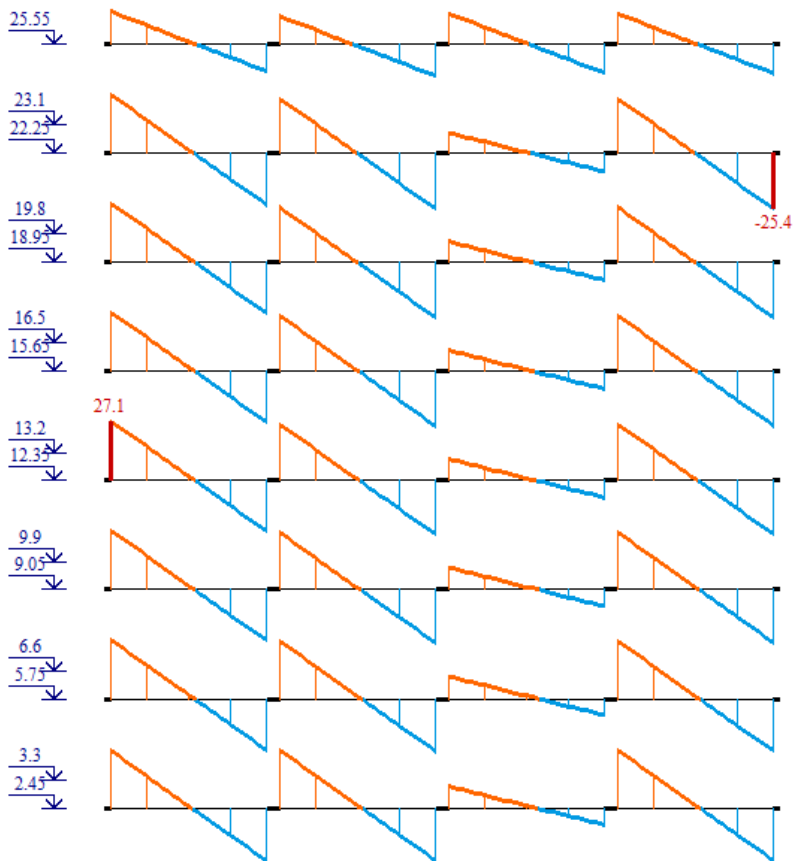


Рис. 3.22. Эпюра поперечных сил  $Q$  с максимальным значением от сочетания нагрузок РСН6 (1+2+4+6)

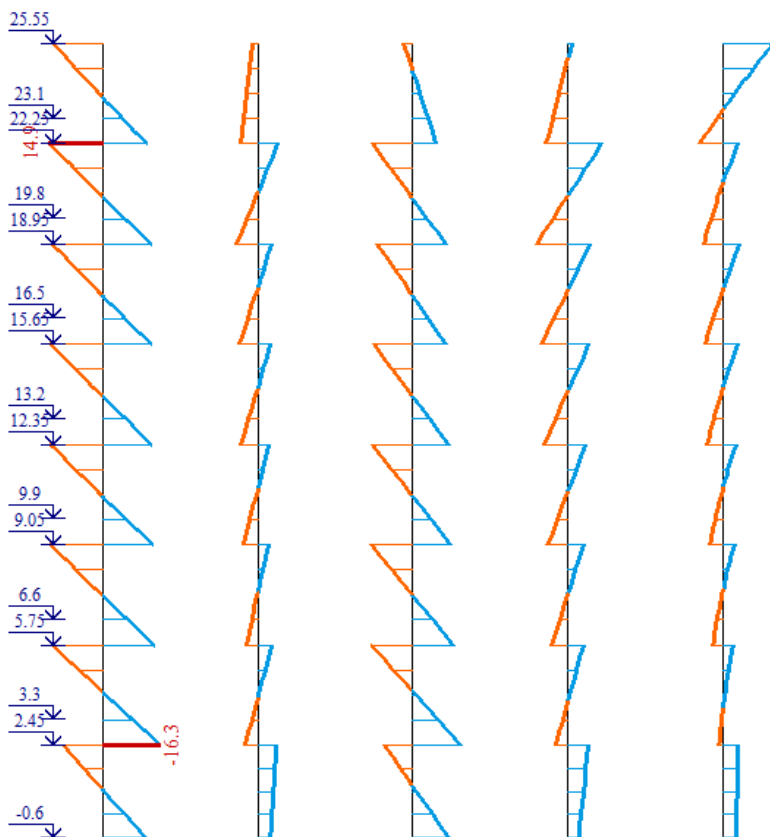


Рис. 3.23. Эпюры моментов в колоннах от сочетания нагрузок РСН2 (нагружения 1+2+3+7)



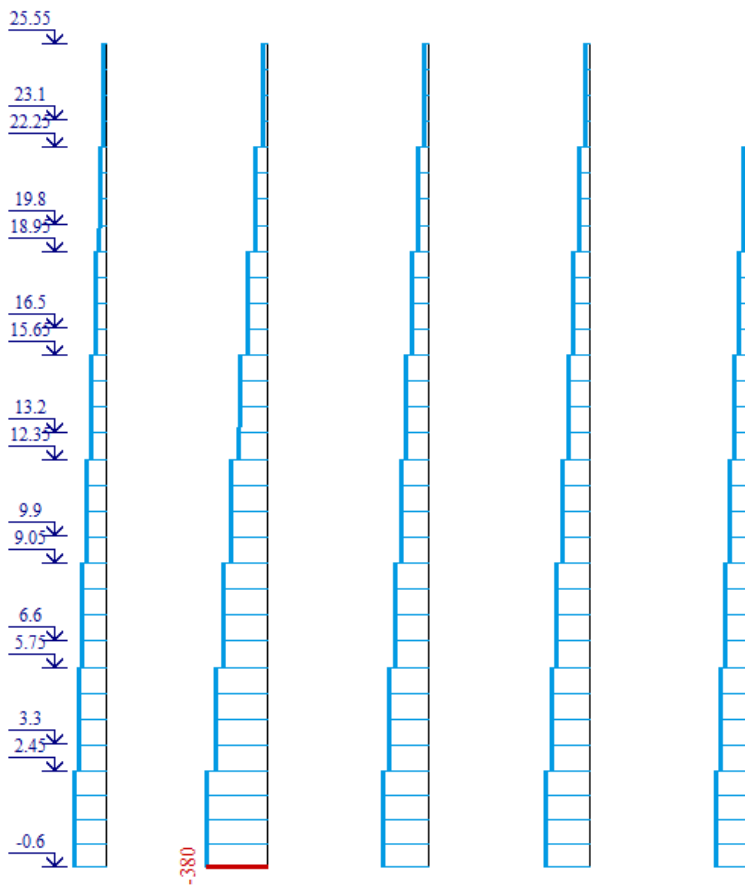


Рис. 3.24. Эпюра продольных сил  $N$  в колоннах от сочетания нагрузок РСН5 (нагружения 1+2+5+6)

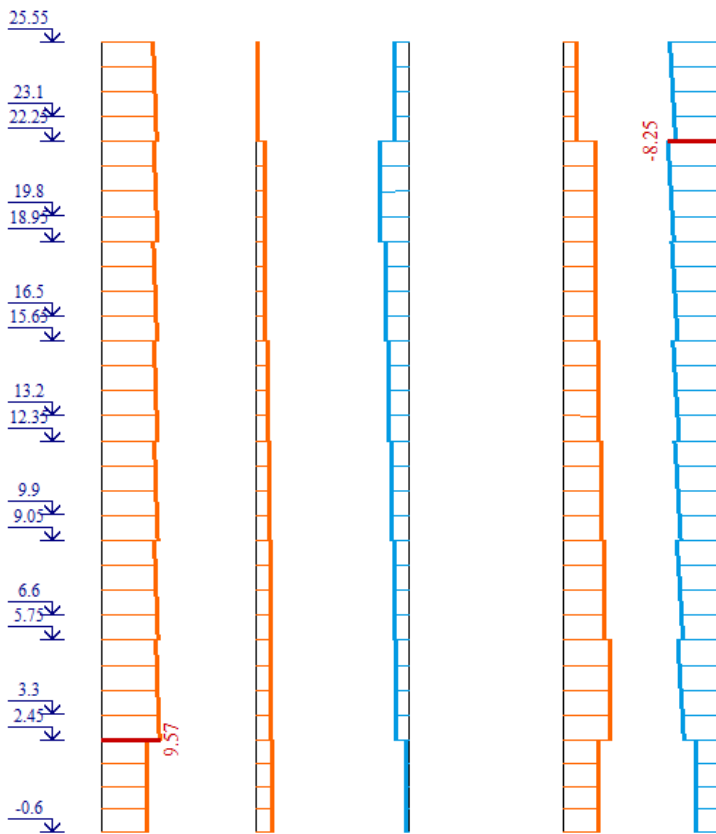


Рис. 3.25. Эпюра поперечных сил  $Q$  в колоннах от сочетания нагрузок РСН6 (нагрузки 1+2+5+6)

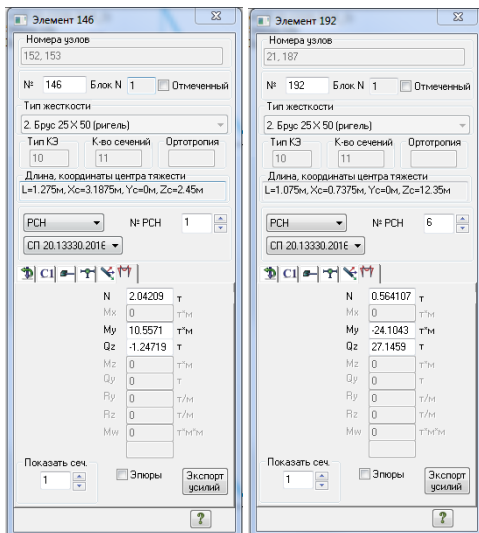


Рис. 3.26. Окна усилий в элементах – ригелях с максимальными пролетным и опорным изгибающими моментами и поперечной силой. Получено с помощью опции «Информация об узле и элементе»

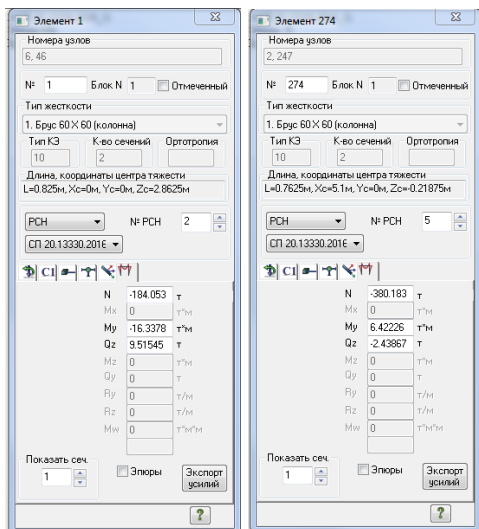


Рис. 3.27. Окна усилий в элементах – колоннах с максимальным изгибающим моментом и продольной силой

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

---

В соответствии с СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» должна быть выполнена проверка несущей системы здания по деформациям.

В результате статического расчета получены значения прогибов ригелей. Необходима их проверка по предельно допустимым значениям. Для конструкций перекрытий, например, при пролете 6,6 м по табл. Д.1 предельный прогиб принимается по линейной интерполяции от  $f_{u1} = l/200$  до  $f_{u2} = l/250$ . Удерживая в выражениях предельных прогибов только отличающиеся числа,

$$f_{ui} = f_{u1} + (f_{u2} - f_{u1}) \frac{6,6-6}{12-6} = 200 + (250 - 200) \frac{6,6-6}{12-6} = 205,$$
$$f_{ui} = l/205.$$

При этом нагрузка рассматривается нормативная кратковременная. Величина предельного прогиба принята только по эстетико-психологическим требованиям.

В результате компьютерного расчета определены прогибы конструктивных элементов от расчетной нагрузки. Для сравнения их с предельно допустимыми прогибами необходимо понизить значения полученных прогибов, разделив их на коэффициент надежности по нагрузке.

Необходимо проверить перемещения ригелей по вертикали (прогибы) относительно их опор (точка пересечения с колоннами). При этом нужно учесть, что все элементы системы деформируются. Колонны получают перемещения от сжатия под действием нагрузки. Например, перемещение верха колонны по вертикали при ее высоте 28 м может составить 4,91 мм.

Прогибы рекомендуется проверять при различных сочетаниях нагрузок. Для этого в программном комплексе в рассматриваемой задаче реализовано 6 сочетаний (РСН) (см. рис. 3.28–3.34).

По РСН 1: максимальный прогиб 6,4 мм, в узле на опоре ригеля слева 3,29 мм, справа 4,58 мм.

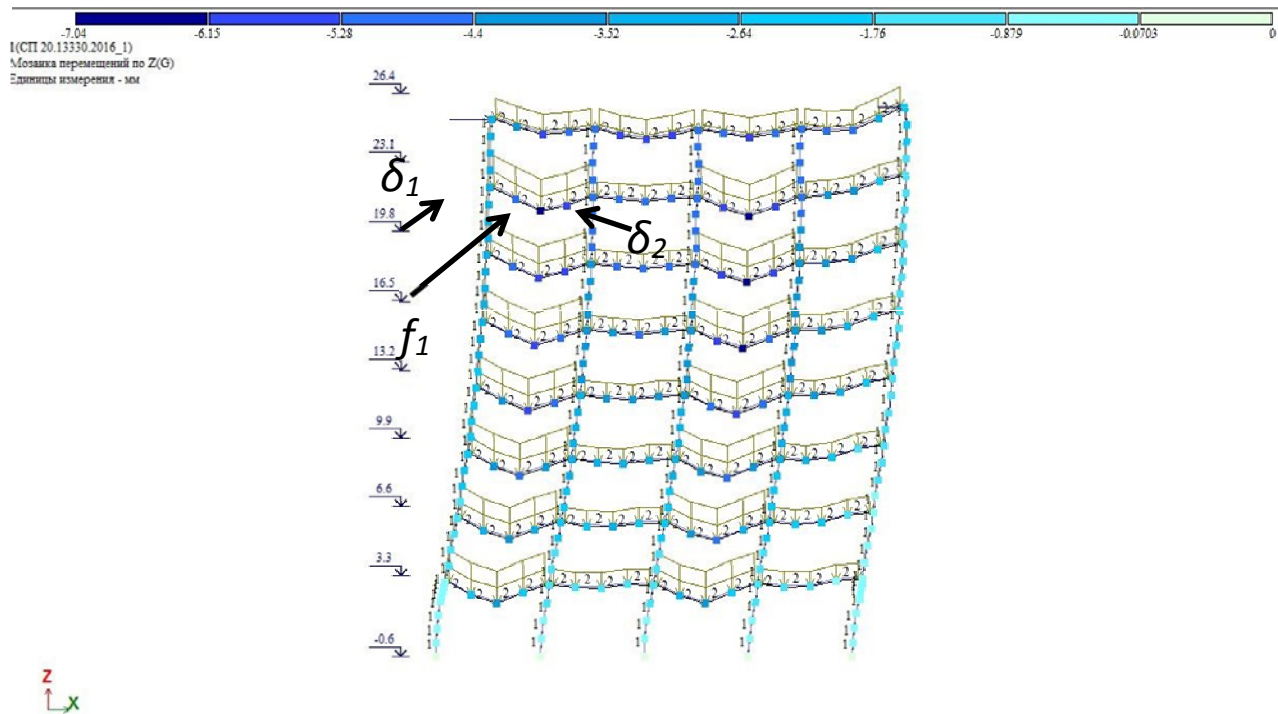


Рис. 3.28. Деформации рамы по вертикали при действии РСН 1

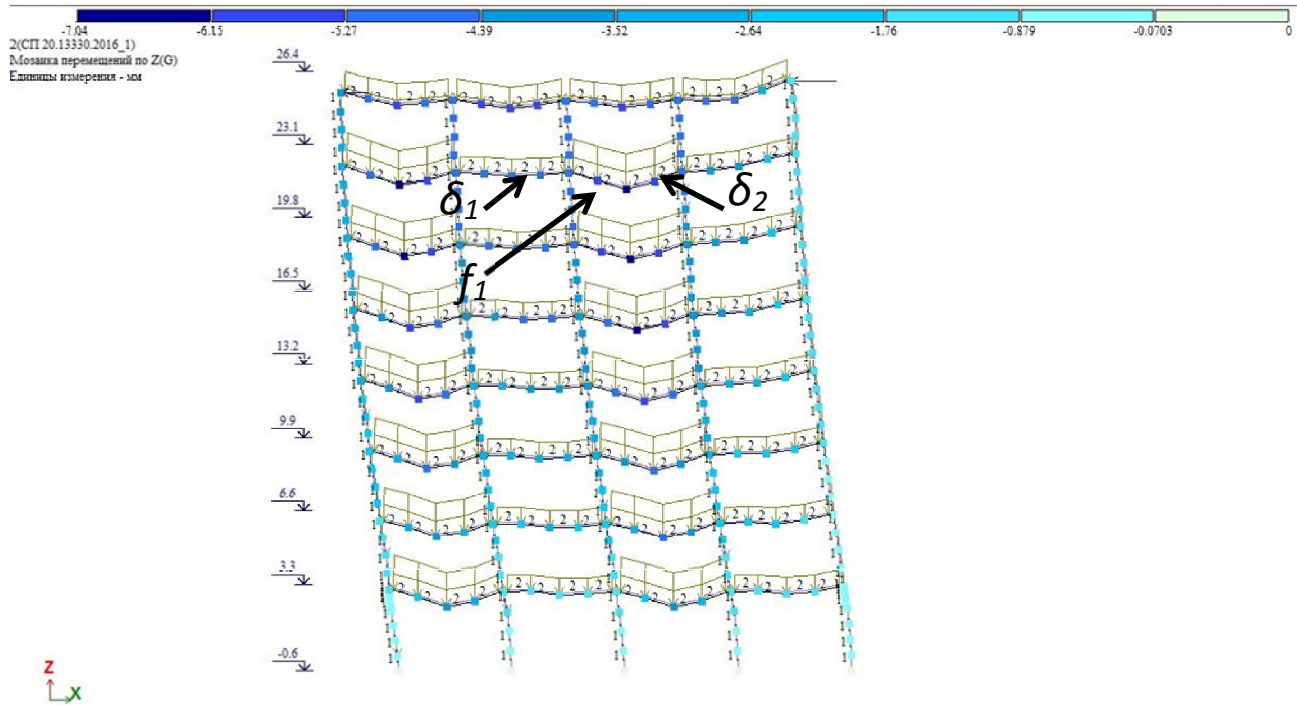


Рис. 3.29. Деформации рамы по вертикали при действии РСН 2

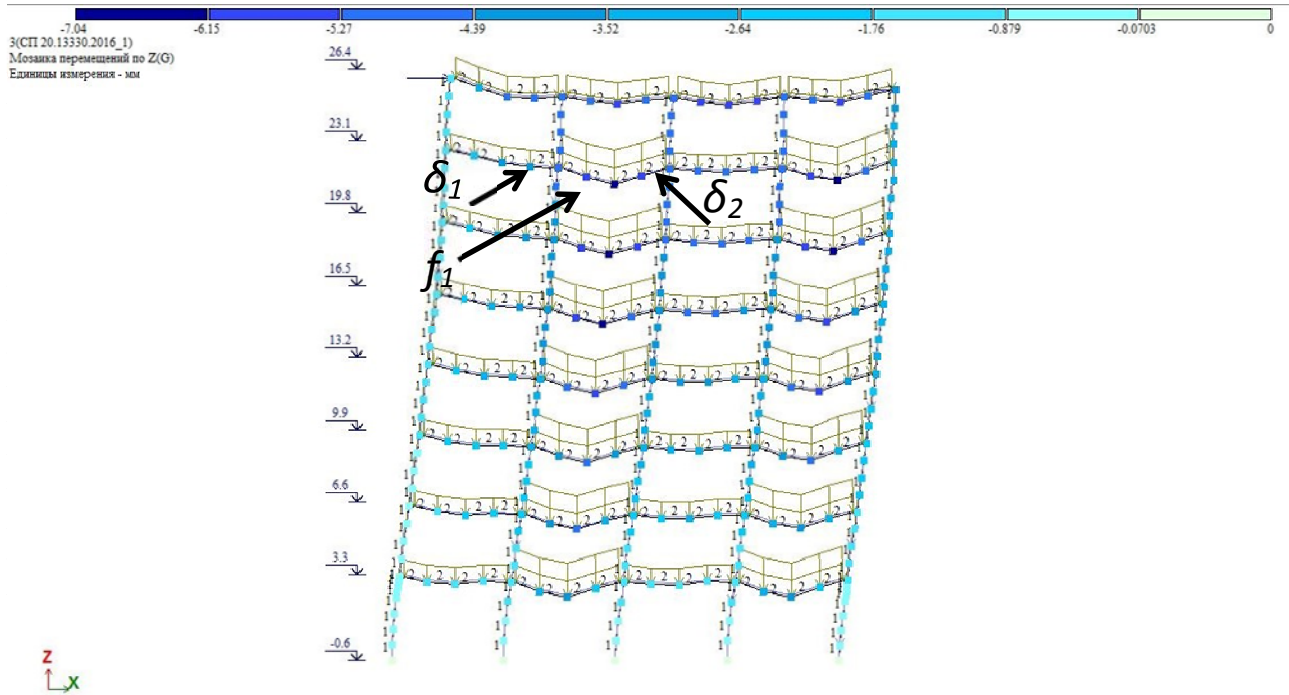


Рис. 3.30. Деформации рамы по вертикали при действии РСН 3

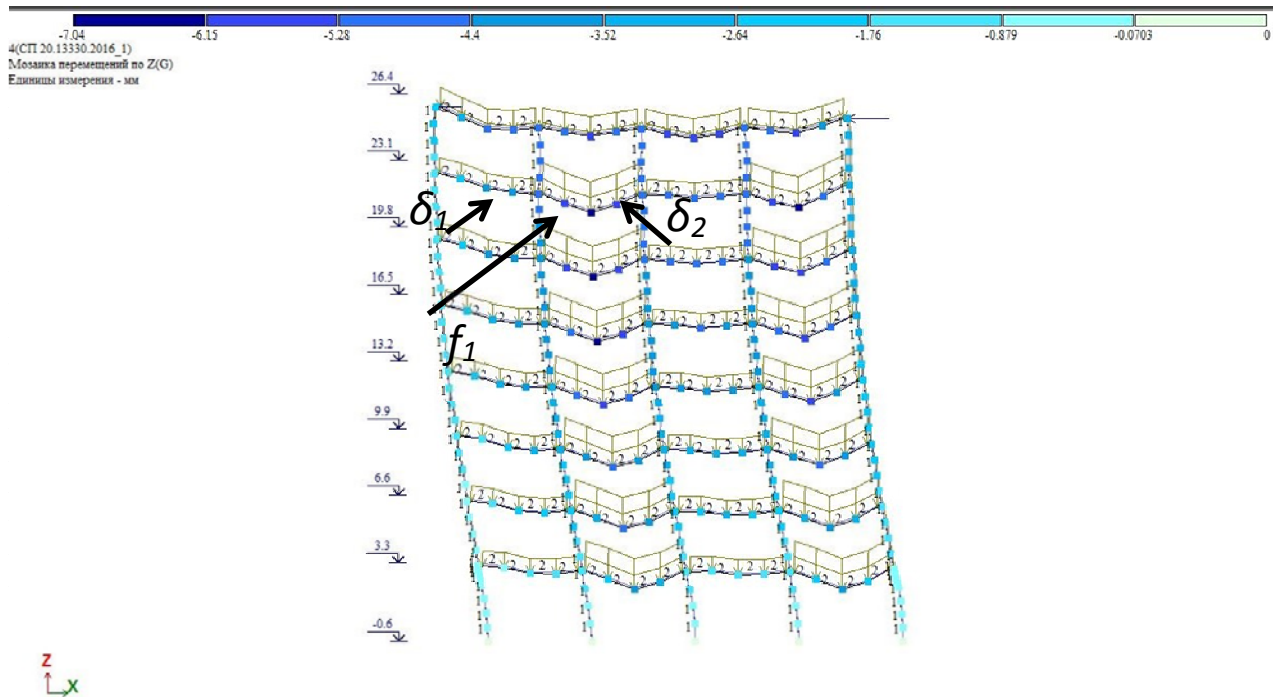


Рис. 3.31. Деформации рамы по вертикали при действии РСН 4



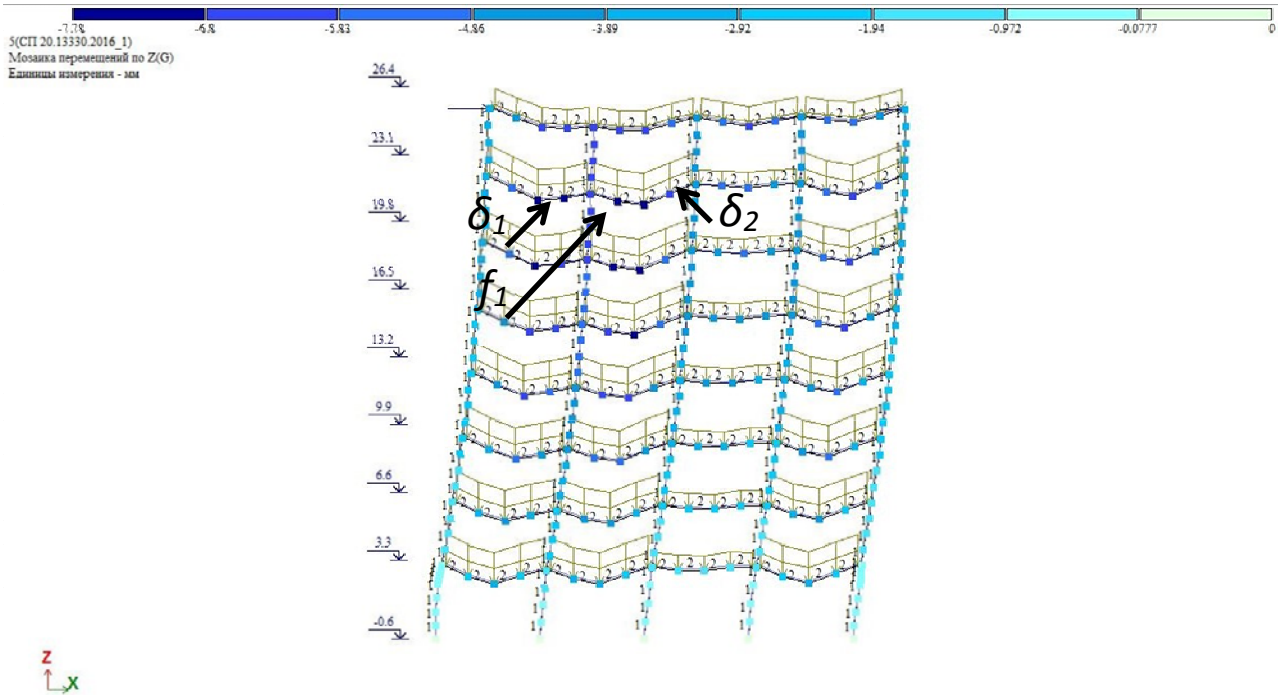


Рис. 3.32. Деформации рамы по вертикали при действии РСН 5

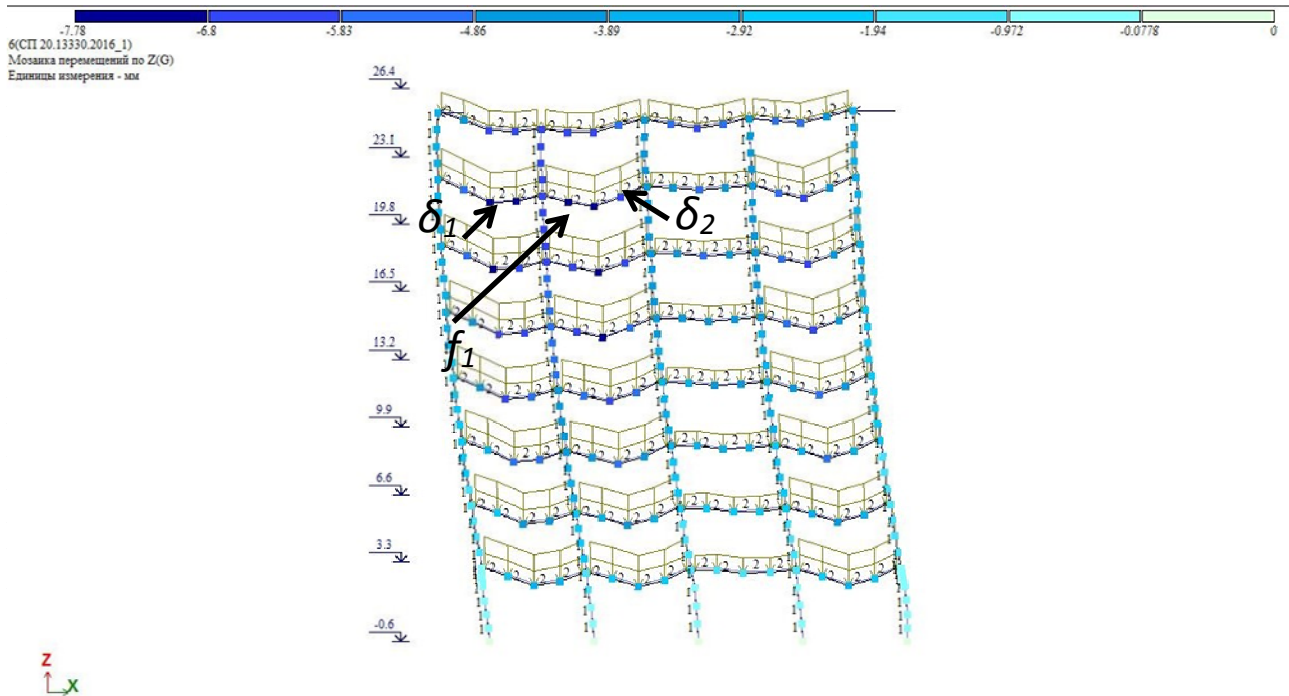


Рис. 3.33. Деформации рамы по вертикали при действии РСН 6

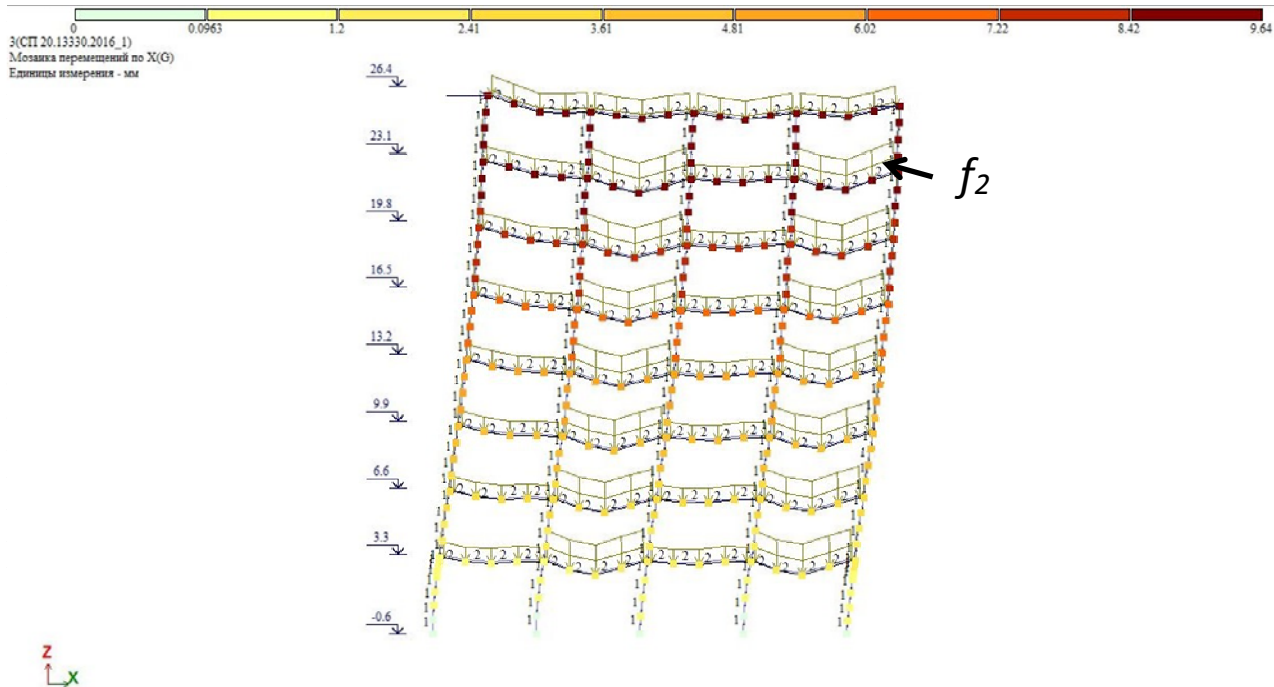


Рис. 3.34. Деформации рамы по горизонтали при действии РСН 3

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

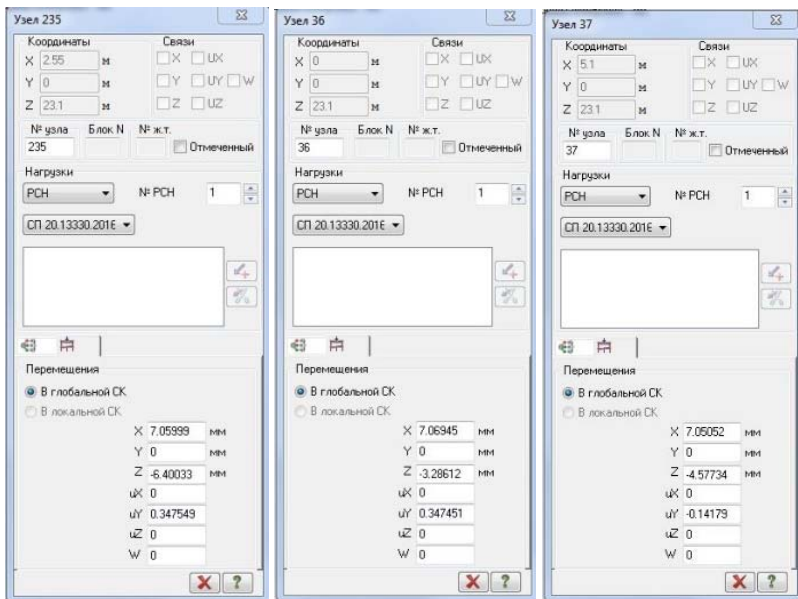


Рис. 3.35. Результаты расчета деформаций по РСН1 (см. рис. 3.28)

Отсюда собственный прогиб ригеля

$$f_r = f_1 - \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 6,4 - \frac{(3,29 + 4,58)}{2} = 2,47 \text{ мм}$$

По РСН 2: максимальный прогиб 7,03 мм, в узле на опоре ригеля слева 4,4 мм, справа 4,25 мм.

Отсюда собственный прогиб ригеля

$$f_r = f_1 - \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 7,03 - \frac{(4,4 + 4,25)}{2} = 2,71 \text{ мм.}$$

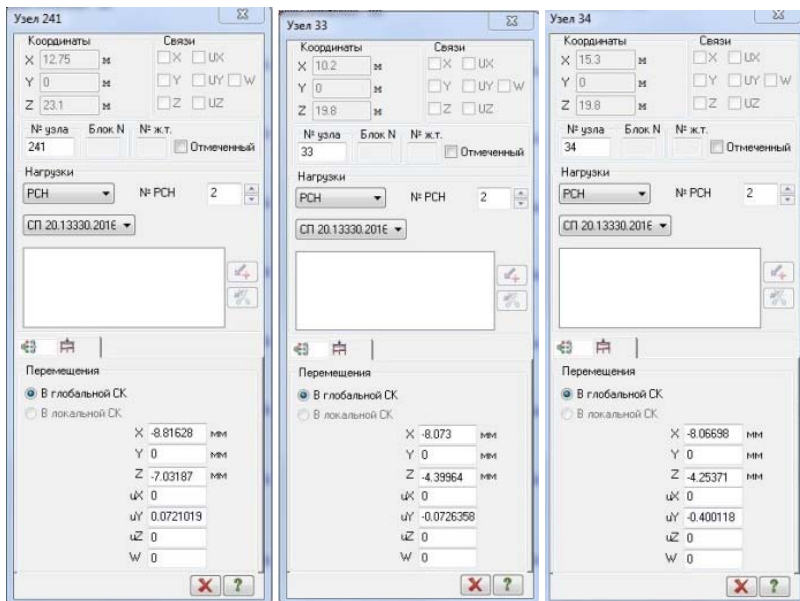


Рис. 3.36. Результаты расчета деформаций по РСН2 (см. рис. 3.29)

По РСН 3: максимальный прогиб 7,03 мм, в узле на опоре ригеля слева 4,48 мм, справа 4,64 мм.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

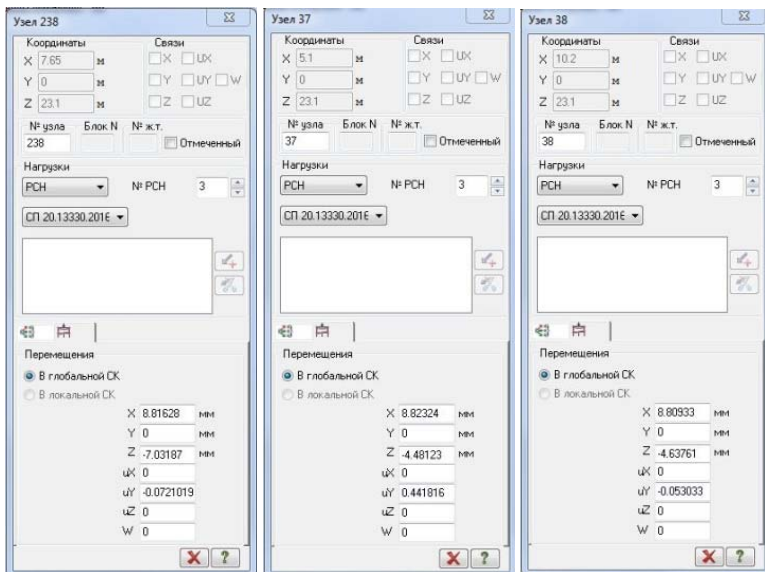


Рис. 3.37. Результаты расчета деформаций по РСН3 (к рис. 3.30)

Отсюда собственный прогиб ригеля

$$f_r = f_1 - \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 7,03 - \frac{(4,48 + 4,64)}{2} = 2,47 \text{ мм}$$

По РСН 4: максимальный прогиб 7,03 мм, в узле на опоре ригеля слева 4,49 мм, справа 4,64 мм.

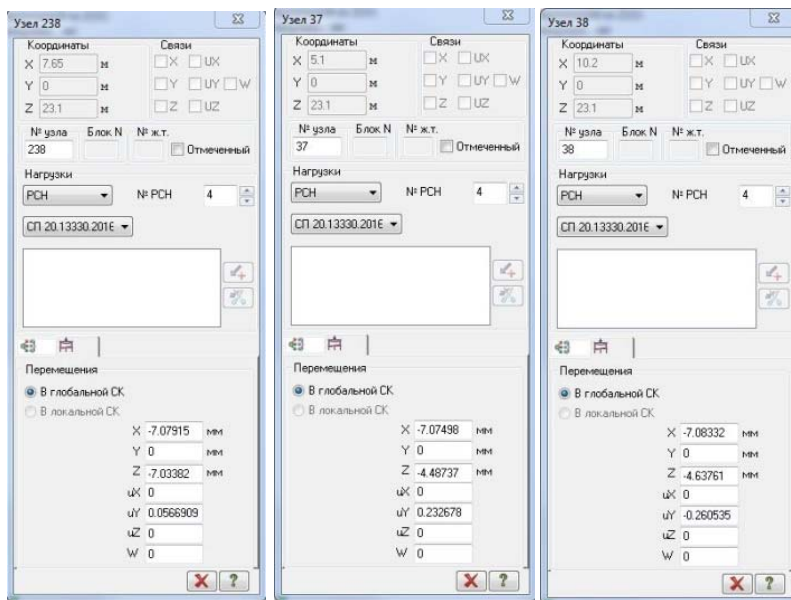


Рис. 3.38. Результаты расчета деформаций по РСН4 (см рис. 3.31)

Отсюда собственный прогиб ригеля

$$f_r = f_1 - \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 7,03 - \frac{(4,49 + 4,64)}{2} = 2,47 \text{ мм.}$$

По РСН 5: максимальный прогиб 7,77 мм, в узле на опоре ригеля слева 6,18 мм, справа 4,73 мм.

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

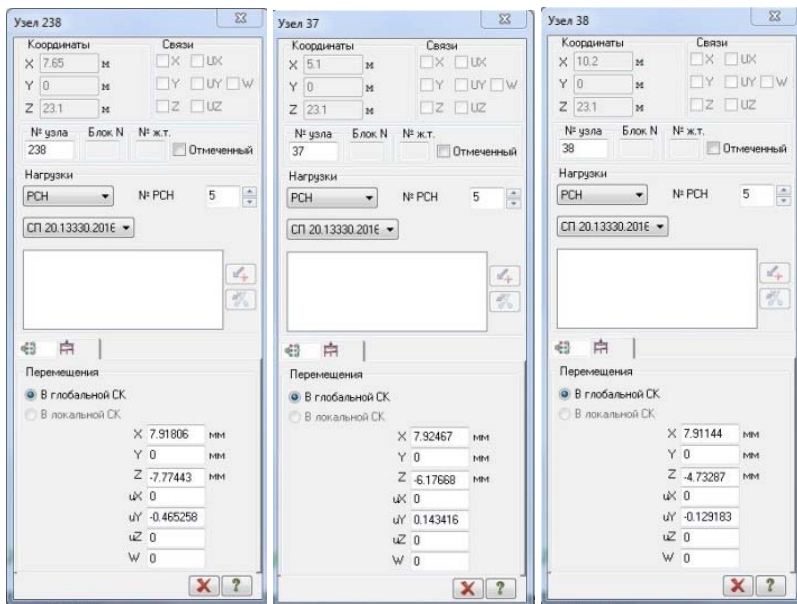


Рис. 3.39. Результаты расчета деформаций по РСН5 (см. рис. 3.32)

Отсюда собственный прогиб ригеля

$$f_r = f_1 - \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 7,77 - \frac{(6,18 + 4,73)}{2} = 2,32 \text{ мм.}$$

По РСН 6: максимальный прогиб 7,78 мм, в узле на опоре ригеля слева 6,18 мм, справа 4,73 мм.

Отсюда собственный прогиб ригеля

$$f_r = f_1 - \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 7,78 - \frac{(6,18 + 4,73)}{2} = 2,33 \text{ мм.}$$



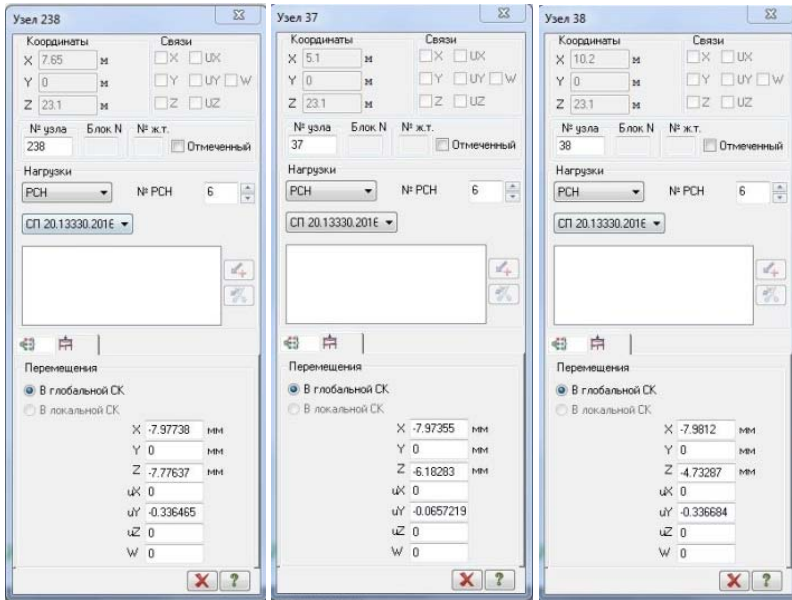


Рис. 3.40. Результаты расчета деформаций по РСН6 (см. рис. 3.33)

При различных РСН значения прогибов в серединах пролетов разные (РСН1 – 2,47 мм; РСН2 – 2,71 мм; РСН3 – 2,47 мм; РСН4 – 2,47 мм; РСН5 – 2,32 мм; РСН6 – 2,33 мм), необходимо выбрать максимальное значение.

Максимальное по РСН2 – 2,71 мм.

Как задано в таблице РСН (рис. 3.17), исходя из требований СП 20.13330, прогиб по РСН2 состоит из составляющих от постоянной нагрузки 1 и временных 2, 3 и 7. Постоянная и временные нагрузки 2 и 3 взяты с коэффициентами сочетаний  $\psi = 1$ , нагрузка 7 – от ветра, с коэффициентом  $\psi = 0,7$ . Результаты расчета получены от расчетной нагрузки.

Можно прогиб от нормативной нагрузки определить по отдельным нагружениям с учетом деформации (осадки) узлов «колонна – ригель»:

$$\frac{(3,46-0,5 \cdot (2,72+2,66))}{1,1} + \frac{(0,13-0,5 \cdot (0,13+0,13))}{1,4} + \frac{(3,44-0,5 \cdot (1,79+1,7))}{1,2} - \frac{0,0016}{1,4} = 2,4 \text{ мм},$$

в пролете 6,6 – 0,6 = 6,0 м (в свету), относительный прогиб – 1/2500, что меньше предельно допустимого 1/205.

Однако следует иметь в виду, что в статическом расчете по программе «ЛИРА-САПР» не учитывается особенность сопротивления железобетона, и этот прогиб будет наблюдаться при только что возведенном здании. С течением времени он будет нарастать вследствие неупругих деформаций бетона. Прогиб должен быть определен на весь нормативный срок эксплуатации здания, до 100 лет и, возможно, более. В предположении раскрытия трещин на минимальные значения при эксплуатации здания, при продолжительном действии нагрузки у бетона конструкции снижается начальный модуль упругости в соответствии с формулами (8.146, 8.147) и табл. 6.12 СП 63.13330. В зависимости от принятого класса бетона и влажности окружающего воздуха снижение может составить до 2–6,6 раз, во столько же раз увеличится прогиб. Например, при классе бетона В25, влажности 40–75% прогиб после нескольких десятилетий эксплуатации составит  $2,4 \cdot 3,5 = 8,4$  мм.

Тогда относительный прогиб –  $1/714$ , что также меньше предельно допустимого  $1/205$ .

Максимальное перемещение по горизонтали по оси  $x$  от РСНЗ, в основном, от ветровой нагрузки – 9,64 мм. Тогда при высоте здания 16,5 м – относительное перемещение  $1 / 1711$ , что меньше предельно допустимого  $1/500$ . Ползучесть бетона не учитывается, так как ветровая нагрузка – кратковременная.

Для исключения ошибок при интерпретации результатов компьютерного расчета и задания перераспределения усилий в неразрезном ригеле необходимо проанализировать характер усилий в раме путем построения их эпюр.

#### 4. Перераспределение моментов в ригеле под влиянием образования пластического шарнира

##### 4.1. Понятие о пластическом шарнире

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. Ему присущи свойства многопролетной балки с поправкой на жесткие узлы, обеспечивающие передачу части изгибающего момента на колонны. Если балка армирована мягкой сталью и при некотором значении нагрузки в растянутой арматуре напряжения достигают физического предела текучести  $\sigma_y$ , то в ней развиваются пластические деформации. Такой участок больших местных деформаций называется пластическим шарниром.

В статически определимой конструкции, например, в свободно опертой балке, с появлением пластического шарнира происходит взаимный поворот частей балки, развивается значительный прогиб, высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне  $\sigma_b = R_b$ , стадия II напряженно-деформированного состояния переходит в стадию III, далее наступает разрушение (рис. 4.1, а).

В статически неопределимой конструкции с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемление на опорах). С увеличением нагрузки на балку в ранее появившемся шарнире стадия II, при которой  $\sigma_s = \sigma_y$ , но  $\sigma_b < R_b$ , сохраняется до возникновения новых шарниров и устранения лишних связей. При дальнейшем увеличении нагрузки и появлением новых шарниров стадия II переходит в стадию III и происходит разрушение (рис. 4.1, б).

Таким образом, в статически определимой системе возникновение пластического шарнира приводит к потере ее геометрической неизменяемости и разрушению, а в статически неопределимой системе после появления пластического шарнира – лишь к выключению одной лишней связи.

Так, для балки с двумя защемленными опорами разрушение происходит только при образовании трёх пластических шарниров: в пролете и на двух опорах.

При дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих усилий между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним  $M = R_s A_s z_l$ .

Плечо внутренней пары сил  $z_l$  после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным (рис. 4.2).

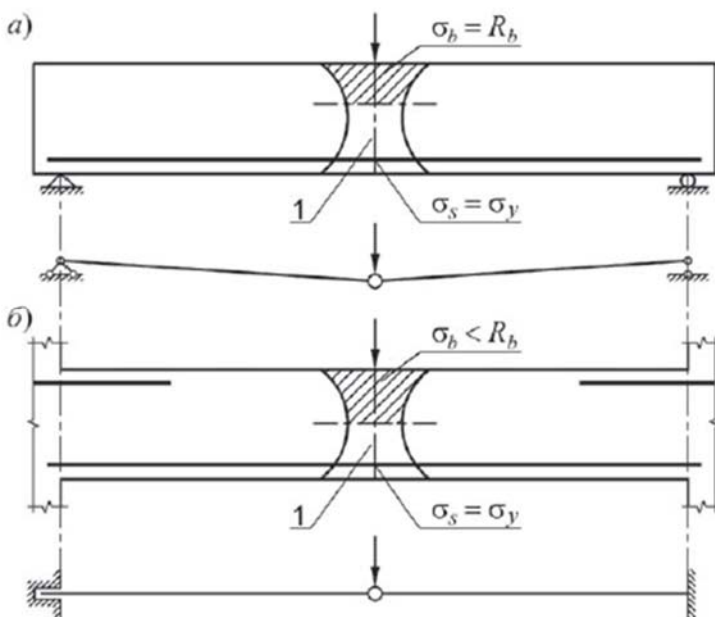


Рис. 4.1. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках:  
 а – пластический шарнир в свободно опертой балке;  
 б – пластический шарнир в защемленной на опорах балке;  
 1 – участок пластического шарнира

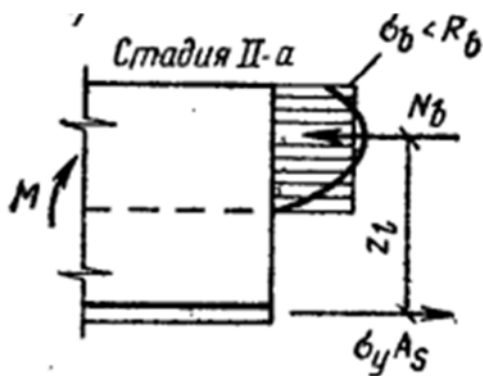


Рис. 4.2. Схема усилий в бетоне и арматуре в зоне пластического шарнира

## 4.2. Последовательность перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой конструкции

При проектировании ригеля рамы целесообразно уменьшить расход арматуры по опорным сечениям и упростить монтажные стыки. Поскольку наибольшие изгибающие моменты возникают при действии временной нагрузки в двух смежных пролетах, то практический учет перераспределения будет заключаться в уменьшении опорных моментов  $M_{21}$  и  $M_{23}$  схемы загрузки для  $PCHmax$ . Ординаты выровненной эпюры моментов определяются путем добавления к эпюре  $PCHmax$  треугольной эпюры с величиной  $\Delta M_{21} \leq 0,3 \cdot M_{21}$  (рис. 4.3).

Порядок выполнения перераспределения усилий в ригеле:

1. Уменьшаем на 30% максимальный опорный момент  $M_{21}$  и вычисляем ординаты выравнивающей эпюры моментов (треугольной) (рис. 4.4).

$$\Delta M_{21} = -0,3 \cdot M_{21}^{(от PCHmax)}, \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\Delta M_{23} = -M_{23}^{(от PCHmax)} + M_{21}^{(от PCHmax)} + \Delta M_{21}, \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\Delta M_{32} = \frac{\Delta M_{23}}{3}, \text{ кН}\cdot\text{м}$$

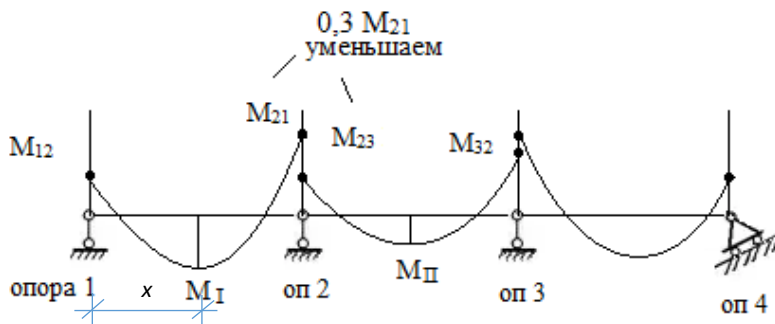


Рис. 4.3. Схема обозначения опорных и пролетных изгибаемых моментов

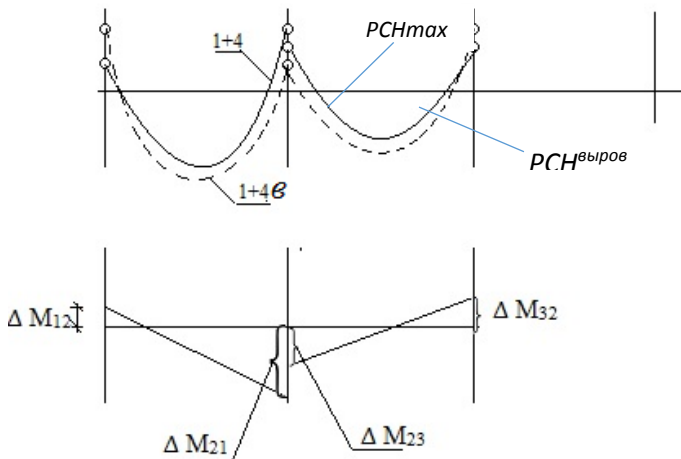


Рис. 4.4. Схема перераспределения усилий в ригеле и схема выравняющей (треугольной) эпюры моментов

2. К эпюре моментов для комбинации схем загрузки «*PCHmax*» прибавляем выравняющую эпюру. Значения изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях на эпюре выровненных моментов определяем по формулам:

$$M_i = M_i^{(от PCHmax)} + \Delta M_i$$

$$M_{21}^B = -M_{21}^{(1+4)} + \Delta M_{21}, \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{23}^B = -M_{23}^{(1+4)} + \Delta M_{23}, \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{при этом } M_{21}^B = M_{23}^B$$

$$M_{32}^B = M_{32}^{(1+4)} + \Delta M_{32}, \text{ кН}\cdot\text{м}$$

3. Определим изгибающие моменты ригелей в пролетном сечении ригеля (для крайнего пролета).

Находим расстояние от опоры, в которой значение перерывающих усилий  $Q$  в крайнем пролете равно «0» (координата, в которой изгибающий момент в пролете максимален), называем ее « $x$ » из результатов расчета (рис 4.3), либо по формуле

$$x = \frac{Q_1^{(от PCHmax)}}{p_p^{лер} + \sqrt{p_p^{лер}}}, \text{ м},$$

где  $Q_1^{(от PCHmax)}$ , кН – перерывающая сила на левой опоре ригеля крайнего пролета.

$P_p^{\text{пер}}$ , кН/м, – постоянная расчетная нагрузка на 1 м.п. ригеля от перекрытия;

$V_p^{\text{пер}}$ , кН/м, – временная расчетная нагрузка на 1 м.п. ригеля от перекрытия.

4. Находим значение изгибающего момента ригеля в пролетном сечении для комбинации «РСНmax» по эпюре усилий из результатов расчета:  $M_I$ , в точке с координатой  $x$  (где момент в пролете максимален).

5. Определяем значение изгибающего момента  $\Delta M_{1пр}$  на выравнивающей эпюре в точке с координатой  $x$ .

$$\Delta M_{1пр} = \frac{(\Delta M_{21} - \Delta M_{23}) \cdot x}{l_2} + \Delta M_{23}$$

Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении на эпюре выровненных моментов составит:

$$M_{1пр} = M_{1пр}^{(\text{от РСНmax})} + \Delta M_{1пр}.$$

6. Определяем изгибающие моменты в пролетном сечении ригеля (для среднего пролета)

Изгибающий момент в пролетном сечении среднего ригеля для комбинации «РСНmax», который находится в центре среднего пролета определяем из расчета  $M_{II}$  по эпюре усилий.

Значение момента на выравнивающей эпюре в центре среднего пролета составляет

$$\Delta M_{2пр} = \frac{(\Delta M_{23} - \Delta M_{32})}{2}.$$

Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении на эпюре выровненных моментов будет равен

$$M_{2пр} = M_{2пр}^{(\text{от РСНmax})} + \Delta M_{2пр}.$$

В результате статического расчета для ригелей первого яруса здания, рассматриваемого в курсовом проектировании, получаем эпюры усилий, которые приведены на рис. 4.5–4.7.

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загруженных пролетах. А при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один – получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре.

В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. При этом несущая способность ригеля не должна уменьшиться. Для достижения данной цели уменьшают

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

значения максимального опорного момента, полученного из расчета по упругой схеме, на 20–30%.

В эпюре моментов комбинации схем загрузки добавляют выравнивающую треугольную эпюру моментов так, чтобы уравнились опорные моменты для удобства армирования опорного узла.

1. Уменьшаем на 30% опорные моменты и вычисляем ординаты выравнивающей треугольной эпюры моментов:

$$\Delta M_{21} = -0,3M_{21} = -0,3 \cdot (-224) = 67,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Delta M_{23} = -(M_{23} + M_{21}) + \Delta M_{21} = -(-160 + 224) + 67,2 = 3,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Delta M_{32} = 0,3M_{23} = -0,3 \cdot (-160) = 48,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. К эпюре моментов для комбинации схем загрузки прибавляем выравнивающую эпюру.

Значения изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях ригеля на эпюре выравнивающих моментов определяем по формуле:

$$M_{21}^B = M_{21} + \Delta M_{21} = -224 + 67,2 = -156,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{23}^B = M_{23} + \Delta M_{23} = -160 + 3,2 = -156,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{32}^B = M_{32} + \Delta M_{32} = -221 + 48,0 = -173,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Определяем изгибающие моменты в пролетном сечении ригеля (для крайнего пролета).

– Находим расстояние до опоры, в котором значение перерезывающих усилий в крайнем пролете равно 0 ( $Q=0$ )

$$x = \frac{Q_1^{\text{(от РСНmax)}}}{P_p^{\text{пер}} + V_p^{\text{пер}}} = \frac{231}{33,03 + 68,112} = 2,28 \approx 2,3 \text{ м}$$

– Находим значение изгибающего момента ригеля в пролетном сечении для комбинации maxPCN по эпюре усилий из результатов расчета ( $M=103 \text{ кН} \cdot \text{м}$ )

– Определяем значение изгибающего момента



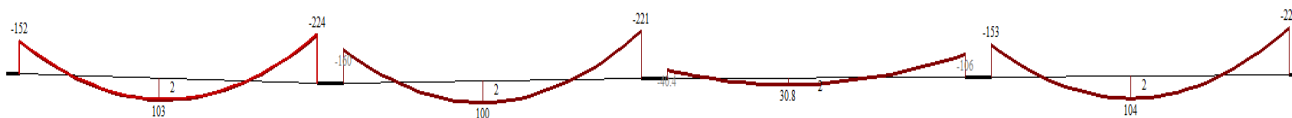


Рис. 4.5. Эпюра моментов от сочетания нагрузок РСН 5 (1+2+5+6) для фрагментированных ригелей рамы

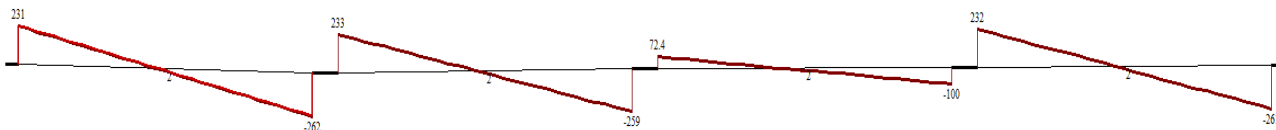


Рис. 4.6. Эпюра поперечных сил от сочетания нагрузок РСН 5 (1+2+5+6) для фрагментированных ригелей рамы

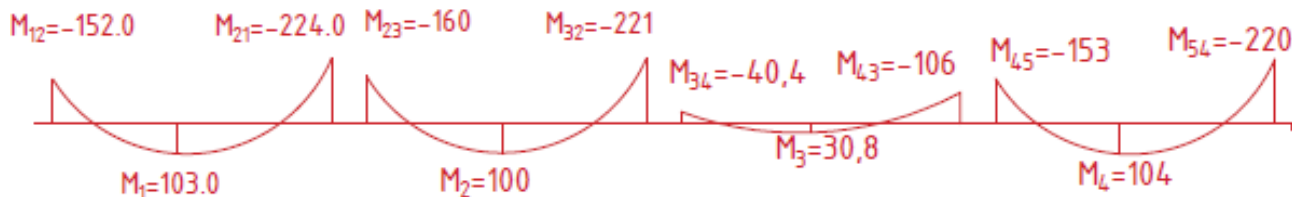


Рис. 4.7. Схема расположения опорных и пролетных моментов от РСНmax

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

$$\Delta M_{1пр} = \frac{(\Delta M_{21} - \Delta M_{23})x}{l_2} + \Delta M_{23} = \frac{(67,2 - 3,2) \cdot 2,3}{6,6} + 3,2 = 25,503 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

– Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении на эпюре выровненных моментов составит:

$$M_{1пр}^{\text{выровн}} = M_{1пр} + \Delta M_{1пр} = 103 + 25,503 = 128,503 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

4. Определяем изгибающие моменты в пролетном сечении ригеля (для среднего пролета).

– Изгибающий момент в пролетном сечении ригеля для комбинации загрузки ( $\max PCN$ ) = 100 кН·м.

– Значения момента на выравнивающей эпюре в центре среднего пролета

$$\Delta M_{2пр} = \frac{\Delta M_{23} + \Delta M_{32}}{2} = \frac{3,2 + 48,0}{2} = 25,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

– Определяем изгибающий момент ригеля в пролетном сечении на эпюре выровненных моментов

$$M_{2пр}^{\text{выровн}} = M_{2пр} + \Delta M_{2пр} = 100 + 25,6 = 125,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По результатам вычислений расчетный (максимальный) изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны равен:

$$M_{оп} = M_{21}^B = -156,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетный (максимальный) изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете:

$$M_{пр}^1 = M_{1пр}^{\text{выровн}} = 128,503 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

в среднем пролёте:

$$M_{пр}^2 = M_{2пр}^{\text{выровн}} = 125,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетная (максимальная) перерезывающая сила ригеля крайнего пролета:  $Q_{\max}^{\text{(от PCNmax)}} = -262 \text{ кН}.$



### 4.3. Принцип расчета продольной арматуры ригеля

Для ригелей с жесткими узлами помимо площади сечения с максимальным пролетным моментом рассчитывают опорные сечения.

При расчете площади каждого опорного сечения учитываются значения моментов от постоянных и ветровых нагрузок, а также момент от временных нагрузок при не выгоднейшем их расположении на ригелях рамы.

При расчете пролетного сечения учитываются загрузки временной нагрузкой отдельных ригелей, вызывающие в середине пролета рассматриваемого ригеля моменты, растягивающие нижнюю арматуру, а также загрузки всех ригелей постоянной нагрузкой. Моменты от ветровой нагрузки чаще всего учитывать нецелесообразно, поскольку они в пролетных сечениях весьма малы, но при этом моменты от временных нагрузок следует учитывать с понижающими коэффициентами сочетаний.

Продольная рабочая арматура устанавливается в растянутой зоне ригеля. Согласно огибающей эпюре моментов, такие участки возникают в ригеле в середине пролета – со стороны нижних волокон, а вблизи опор – со стороны верхних волокон. Поэтому схема армирования ригеля должна выглядеть так, как показано на рис. 4.9, а, и соответственно расчет арматуры необходимо выполнять для шести расчетных сечений.

Определение площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры следует производить по наибольшим изгибающим моментам, действующим в расчетных сечениях. Значения максимальных моментов для сечений 2-2 и 5-5 принимаются по огибающей эпюре в середине пролетов, а максимальные моменты для сечений 1-1, 3-3, 4-4, 6-6 принимаются по огибающей эпюре на опорах 1 и 2.

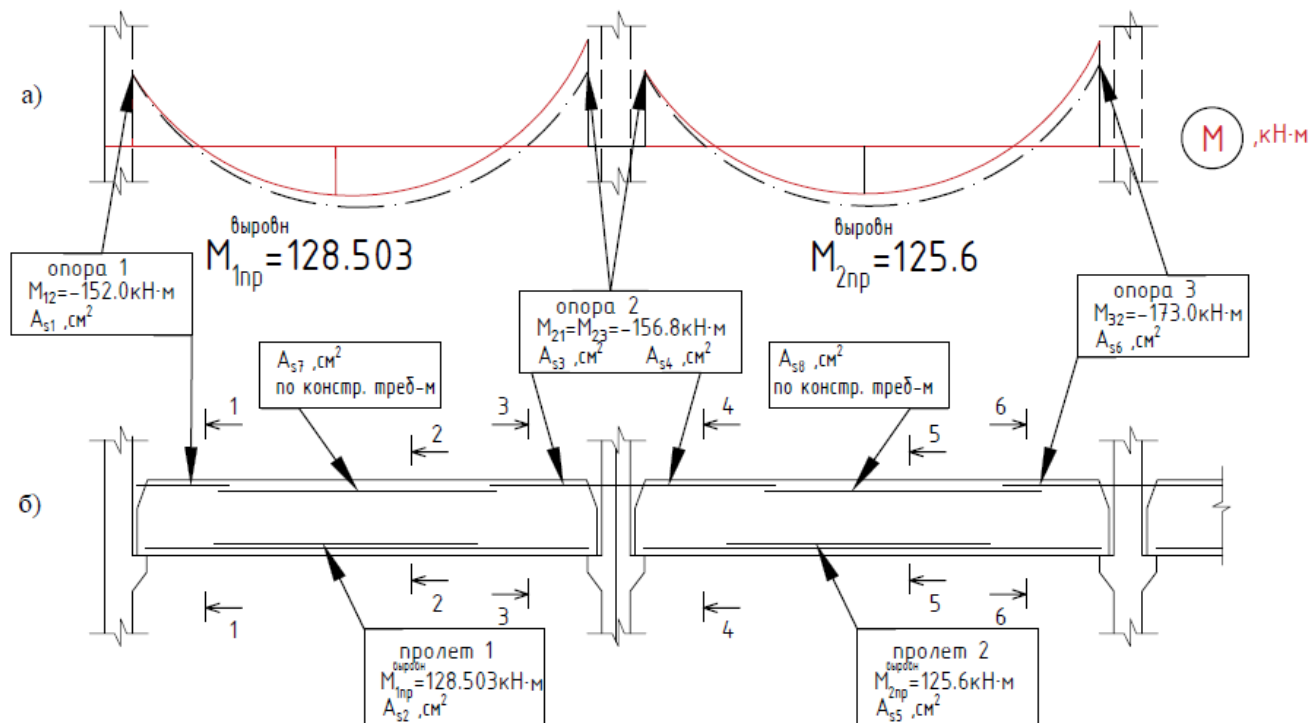
Таким образом, для сечений 1-1, 3-3, 4-4, 6-6 расчетными моментами будут соответственно значения:

$$M_{12} = 152,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

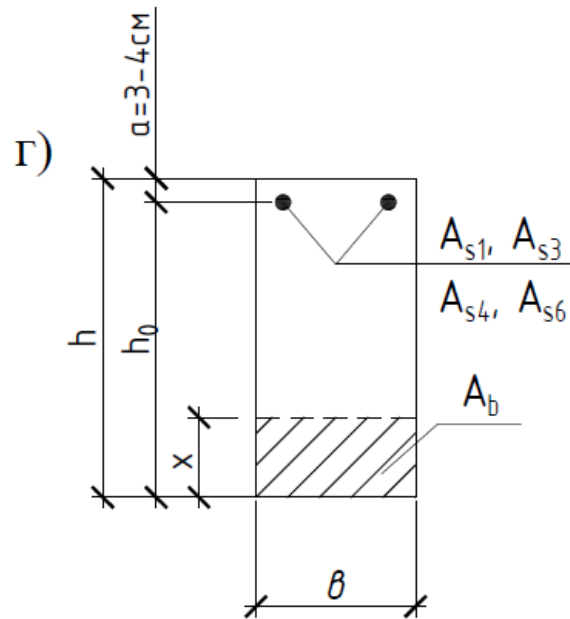
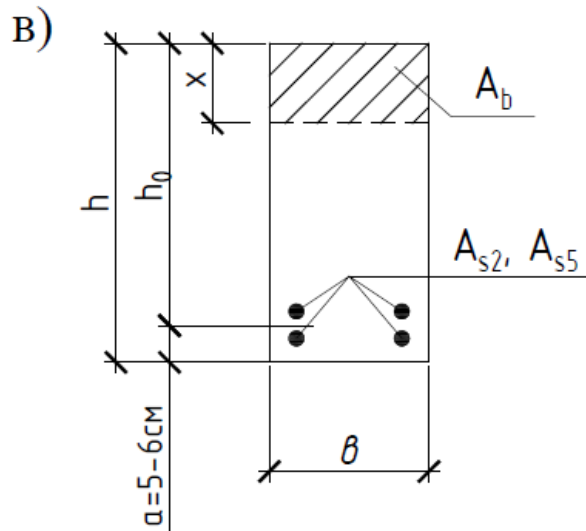
$$M_{21} = 156,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{23} = 156,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{32} = 173,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$



4.9. К принципу расчета прочности нормальных сечений ригеля:  
 а – огибающая эпюра ригелей 1 и 2 пролетов; б – расчетные сечения ригелей



4.10. К принципу расчета прочности нормальных сечений ригеля:

в – расположение продольной рабочей арматуры в пролете; г – расположение продольной рабочей арматуры на опоре

## 5. Содержание графической части компоновки конструкций железобетонного многоэтажного здания в курсовом проекте

В графической части необходимо представить рабочие чертежи компоновочных решений многоэтажного каркасного здания, стыки, узлы, детали и спецификацию элементов каркаса.

Степень детализации рабочих чертежей должна быть такой, чтобы они легко читались и содержали всю информацию для монтажа и изготовления конструкций.

При оформлении графической части проекта следует руководствоваться требованиями ГОСТ 21.501-2011 и ГОСТ Р 21.1101-2013. В объеме, необходимом для курсового проекта, эти требования изложены ниже в данном разделе методических указаний (см. прил. 13).

Следует иметь в виду, что в учебной литературе обычно приведены не рабочие чертежи, а рисунки, поясняющие текст, и на их оформлении при выполнении графической части проекта ориентироваться не следует.

При выполнении рабочих чертежей железобетонных конструкций нужно соблюдать соотношение толщины линий, которое принято для изображений: основной тип линий (контур конструкций, линии сечения бетона, армирование) – толщиной 0,35 или 0,4 мм; вспомогательный тип линий (оси, размеры, выносные линии) – толщиной 0,18 мм.

На листе формата А3, расположенном горизонтально, в левой его половине в масштабе 1:100 или 1:200 начертить схему расположения несущих конструкций здания на отметке +0,000 (в плане), в левой нижней четверти формата в масштабе 1:100 или 1:200 начертить разрез по высоте схемы расположения несущих конструкций здания. Законструировать стыки элементов сборных конструкций колонн и ригелей в масштабе 1:10 или 1:20 в плане и разрезе с нанесением основных размеров и обозначений. Необходимо также подсчитать объемы материалов и оформить спецификацию сборных элементов каркаса.

На листе формата А3 в разделе «Примечания» привести информацию, отсутствующую на чертежах. Как правило, здесь указывают величину временной нагрузки на перекрытие, класс и вид бетона запроектированных конструкций, метод и величину предварительного напряжения конструкций, способ изготовления каркасов и сеток, типы стыков сборных конструкций, способ зачеканки швов, передаточную и отпускную прочность бетона, метод защиты от коррозии закладных деталей, сведения об основаниях фундаментов, марку и вид камня и раствора для кладки столба, об его армировании, другие указания по изготовлению, транспортировке и монтажу запроектированных конструкций.

Рекомендуемая компоновка листа приведена в прил. 13.

### 6. Контрольные вопросы

1. Как называются типы конструктивных систем каркасов, применяемые в промышленном, гражданском, в том числе жилищном строительстве?
2. В чем принципиальная разница при изображении расчетных схем разных конструктивных систем каркасов (изобразите графически)?
3. Какие элементы рамного каркаса воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки?
4. Какие элементы связевого каркаса воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки?
5. Какие элементы рамно-связевого каркаса воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки?
6. Опишите устройство и особенности работы неполного каркаса.
7. В каких случаях статический расчет каркаса производится в трехмерной модели, в каких с разделением на отдельные плоские элементы?
8. Назовите области применения многоэтажных производственных зданий (МПЗ).
9. Приведите основные компоновочные параметры многоэтажных каркасных зданий.
10. Опишите принцип членения каркаса на сборные элементы.
11. Назовите принципы конструирования стыков сборных элементов для образования каркаса.
12. Опишите принцип работы и изобразите устройство стыков элементов колонн многоэтажного сборного здания.
13. Опишите принцип работы и изобразите устройство стыка ригеля с колонной связевого каркаса.
14. Опишите принцип работы и изобразите устройство стыка ригеля с колонной рамного каркаса.
15. Опишите принцип работы и изобразите устройство стыка колонны с фундаментом.
16. Как обеспечивается пространственная жесткость многоэтажного рамного каркаса?
17. Опишите компоновку несущих элементов многоэтажного каркасного рамного здания.
18. Как устраивается температурный шов между блоками каркаса по несущим конструкциям?
19. Назовите принципы компоновки ребристых панелей перекрытий и ригелей многоэтажных рамных каркасов.



20. Назовите принципы компоновки сборных колонн многоэтажных рамных каркасов.

21. Опишите устройство и изобразите компоновку балочного сборного перекрытия.

22. Как компонуется температурно-усадочный блок многоэтажного каркаса, что обеспечивает его пространственную устойчивость.

23. Опишите принцип назначения размеров температурно-усадочных блоков.

24. Как выбирается способ построения расчетной модели многоэтажного рамного каркаса?

25. Опишите принцип моделирования расчетной модели каркаса в части геометрии.

26. Что такое предельные состояния при расчете несущих конструкций и как они сказываются на создании расчетной модели?

27. По каким признакам классифицируются нагрузки на несущие конструкции?

28. Как в расчетах учитываются нормативные и расчетные нагрузки?

29. Как в расчетах учитываются нагрузки, отличающиеся по длительности воздействия?

30. Как в расчетах учитываются сочетания нагрузок?

31. Что такое нормальный уровень ответственности здания и как это понятие учитывается в расчетах?

32. Какие параметры учитываются в значении снеговой нагрузки при ее сборе на  $1 \text{ м}^2$ ?

33. Какие параметры учитываются в значении ветровой нагрузки при ее сборе на  $1 \text{ м}^2$ ?

34. В зависимости от каких параметров здания определяется динамическая пульсационная составляющая ветровой нагрузки?

35. Как влияет тип местности при определении величины ветровой нагрузки на здание?

36. Что такое грузовая площадь при сборе нагрузок на элементы рамного каркаса?

37. Как до статического расчета каркаса предварительно определить размеры сечений колонн и ригелей?

38. Как в статическом расчете по компьютерным программам реализуется принцип генерации рамы?

39. Как в статическом расчете по компьютерным программам вводятся жесткости стержневых элементов?

## Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса

---

40. Каков принцип разделения конструктивных элементов на конечные элементы, чем он предопределен?
41. Для чего в расчетной модели, в сопряжении ригелей и колонн вводятся жесткие вставки?
42. Как в расчетной модели задается жесткое защемление колонны в фундаменте?
43. Для чего и по каким параметрам в расчетной модели задается «упаковка схемы»?
44. Для какой цели в расчетной модели здания применяется принцип разложения всего спектра нагрузок на отдельные загрузки?
45. Каковы способы задания собственного веса конструкций в расчетной модели?
46. В чем разница между нагрузкой на перекрытие и погонной линейной нагрузкой на ригели?
47. Чем обусловлено введение загружений ригеля «через пролет» временной нагрузкой, каковы особенности их задания в опциях «PCY», «PCN»?
48. Опишите принцип определения и задания ветровой нагрузки для расчетной модели.
49. Для чего в расчетной модели используется принцип взаимоисключающих нагрузок, в каких опциях он используется?
50. Как в расчетных моделях реализуется расчет по второй группе предельных состояний?
51. Изобразите, как выглядит суммарная эпюра изгибающих моментов ригелей рамы при загрузении временной нагрузкой «через пролет».
52. Изобразите, как выглядит суммарная эпюра изгибающих моментов колонн при загрузении временной нагрузкой «через пролет».
53. Как с использованием расчетной модели выполняется проверка прогиба ригеля в зависимости от величины его пролета?
54. Как в расчетной модели рамы определяется «чистый» прогиб ригеля?
55. Какие коэффициенты сочетаний нагрузок используются при расчете прогибов рамы по вертикали и горизонтали?
56. Как при определении деформаций (прогиба) железобетонной конструкции учитывается нормативный срок эксплуатации здания, длительная работа конструкции?
57. Что такое пластический шарнир стержневой железобетонной конструкции с точки зрения механики железобетона?

58. Как работает статически неопределимая железобетонная конструкция при образовании в ней пластических шарниров?

59. Опишите принцип выравнивания моментов неразрезного ригеля при реализации принципа перераспределения усилий и образовании пластических шарниров.

60. Как определить сечение ригеля рамы, в котором действует максимальный изгибающий момент?

61. Как определить изгибающий момент в расчетном пролетном сечении ригеля рамы с учетом перераспределения усилий?

62. Как в расчетной модели рационально задать сочетание нагрузок и усилий для определения армирования в пролете ригелей рамы?

63. Покажите на схеме как устанавливается расчетная продольная рабочая арматура в неразрезном ригеле.

64. Что такое огибающая эпюра моментов и для чего она применяется?

65. Чем отличаются эскизные рисунки и чертежи рабочей документации железобетонных конструкций?

### Заключение

В настоящем учебном пособии приведены примеры компоновки железобетонной рамной конструктивной схемы здания: сбор горизонтальных и вертикальных нагрузок на поперечную многоэтажную раму, статический расчет поперечной рамы методом конечных элементов.

Наряду с вышеуказанными расчетами в составе курсового проекта необходимо выполнить расчет и конструирование сборных предварительно напряженных и обычных железобетонных конструкций по двум группам предельных состояний (ребристой плиты перекрытия, ригелей и колонны каркаса, фундамента под колонну, а также расчет каменной (бетонной) стены подвала).

### Список литературы

1. СП 20.13330. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – М.: ЦНИИ строительных конструкций им. В.А. Кучеренко – институт ОАО «НИЦ «Строительство».
2. СП 63.13330. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: АО «НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.
3. СП 70.13330. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87.
4. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: общий курс: учебник для вузов, – 6-е изд., репр. – М.: Бастет, 2009. – 767 с.
8. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: учебн. – М.: Высш. шк., 2007. – 567 с.: ил. – (Для высших учебных заведений. Строительство). – ISBN 978-5-06-004437-9.
9. Евстифеев В.Г. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для вузов: в 2 ч. Ч. 1: Железобетонные конструкции: – М.: ИЦ «Академия», 2011. – 432 с.
10. Кумпяк О.Г., Галаяутдинов З.Р., Пахмурин О.Р., Самсонов В.С. Железобетонные конструкции: учебное издание. Часть 2. – Томск: STT, 2008. – 332 с.
11. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. – М.: Изд. Ассоц. строит. вузов, 2008. – 482 с.
12. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов: учеб. пособие для вузов / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов, Л.Л. Панышин, Р.Л. Саруханян / под. ред. П.Ф. Дроздова. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.
13. СП 356.1325800.2017. Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования. – М.: АО «ЦНИИПромзданий», 2017.
14. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений: учебн. пособие. – М.: Архитектура-С, 2005. – 168 с.

## 1. Бланк-задание на курсовое проектирование

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет  
им. И.Н. Ульянова»  
Кафедра строительных конструкций

### ЗАДАНИЕ

Вариант \_

К курсовому проекту №1 по дисциплине «Проектирование железобетонных и каменных конструкций» студенту \_\_\_\_\_ гр. \_\_\_\_\_

Требуется запроектировать основные несущие конструкции многоэтажного рамно-связевого каркасного здания с поперечными рамами. В целом, конструкция температурного блока соответствует рис. 18.1. Учебника Байкова В. Н. «ЖБК. Общий курс», 1991г. издания.

#### Исходные данные

1. Длина здания ..... м.
2. Ширина здания ..... м.
3. Шаг поперечных рам ..... м.
4. Пролет ригелей ..... м.
5. Число надземных этажей ..... м.
6. Нормативная временная нагрузка,.....  
кН/м<sup>2</sup>  
в том числе кратковременная.....  
кН/м<sup>2</sup>
7. Высота этажей (в том числе и подвального)..... м.
8. Условное расчетное сопротивление грунтов основания..... МПа
9. Вид плит перекрытия **ребристая предварительно напряженная**
10. Бетон проектируемых конструкций - тяжелый, следующих классов: колонны - \_\_\_\_\_, фундаменты - \_\_\_\_\_, изгибаемые преднапряженные элементы - \_\_\_\_\_, преднапряженные плиты перекрытия - \_\_\_\_\_.
11. Классы арматуры проектируемых конструкций: колонны - \_\_\_\_\_, фундаменты - \_\_\_\_\_, изгибаемые преднапряженные элементы - \_\_\_\_\_, преднапряженные плиты перекрытия - \_\_\_\_\_.
12. Материал стен подвала: блоки марки \_\_\_\_\_, раствор марки \_\_\_\_\_.
13. Район строительства .....

Конструкцию пола междуэтажных перекрытий разрешается принимать в соответствии с табл. 18.1 учебника Байкова В.Н. «ЖБК. Общий курс».

Задание выдала старший преподаватель кафедры СК \_\_\_\_\_ (Арина Н.Н.)  
«\_» \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ г.

## 2. Минимально допустимые классы бетона элементов с предварительно напряженной арматурой\*

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона, не ниже
Арматура классов: A600, A800 A1000	B20 B30
Арматура классов: Вр 1200, Вр 1300 Вр 1400, Вр 1500 К1400, К1500, К1600, К1700	B30 B20 B30

\*Для предварительно напряженных элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона класс бетона, в котором расположена напряженная арматура, следует принимать, в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, не ниже указанного в таблице.

## 3. Значения начального модуля упругости бетона $E_b$

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^3$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B35	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24,0 (245)	27,5 (280)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,0 (377)	38,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

## 4. Значения модуля упругости арматуры $E_s$

Класс арматуры	Значения модуля упругости $E_s$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
Арматура всех классов, кроме канатной	200000 (2000000)
Канатная классов К1400; К1500	180000 (1800000)

**5. Нормативные значения веса снегового покрова  $S_g$  на  $1\text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли**

Снеговые районы (принимаются по карте 1 прил. Е СП 20.13330.2016)	$S_g$ , кПа
I	0,5
II	1,0
III	1,5
IV	2,0
V	2,5
VI	3,0
VII	3,5
VIII	4

**6. Нормативные значения ветрового давления  $w_0$**

Ветровые районы (принимаются по карте 2 прил. Е СП 20.13330.2016)	$w_0$ , кПа
Ia	0,17
I	0,23
II	0,3
III	0,38
IV	0,48
V	0,6
VI	0,73
VII	0,85



**7. Коэффициент  $k(z_e)$  для высот  $z \leq 300$  м**

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $k$ для типов местности		
	А	В	С
5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2

**8. Значения параметров  $k_{10}$  и  $\alpha$   
для различных типов местностей**

Параметр	Тип местности		
	А	В	С
$\alpha$	0,15	0,2	0,25
$k_{10}$	1,0	0,65	0,4
$\zeta_{10}$	0,76	1,06	1,78

9. Типы местности

Расчетный тип местности	Описание	Иллюстрация
А	Открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра	
В	Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	
С	Городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м	
<p>Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии <math>30h</math> – при высоте сооружения <math>h &lt; 60</math> м и на расстоянии 2 км – при <math>h &gt; 60</math> м</p>		
<p>1. Для высот <math>z &gt; 300</math> м коэффициент <math>k(z)</math>, а также коэффициент пульсации давления ветра (см. 11.1.8) определяются в рекомендациях, разработанных в рамках научно-технического сопровождения.                  2. Типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра</p>		

## 10. Классификация сооружений по ГОСТ 27751-2014

Класс сооружений КС-1:

а) теплицы, парники, мобильные здания (сборно-разборные и контейнерного типа), склады временного содержания, в которых не предусматривается постоянного пребывания людей;

б) сооружения с ограниченными сроками службы и пребыванием в них людей.

Класс сооружений КС-2: здания и сооружения, не вошедшие в классы КС-1 и КС-3.

Класс сооружений КС-3:

а) здания и сооружения особо опасных и технически сложных объектов.

Примечание 1. Перечень (или классификация) опасных и технически сложных объектов устанавливается национальным законодательством.

Примечание 2. Для отдельных зданий и сооружений опасных производственных объектов допускается устанавливать класс КС-3 в том случае, если на них не предусматривается постоянных рабочих мест и они не относятся к классу КС-1 по другим критериям.

б) все сооружения, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и технологии, которые не прошли проверку в практике строительства и эксплуатации;

в) объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов;

е) тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или имеющие протяженность более 500 м;

ж) строительные объекты высотой более 100 м;

и) пролетные строения мостов с пролетом более 200 м;

к) большепролетные покрытия строительных объектов с пролетом более 100 м;

л) строительные объекты с консольными конструкциями более 20 м;

м) строительные объекты с заглублением подземной части более чем на 15 м;

Примечание. В нормах проектирования отдельных типов сооружений (мостов, резервуаров и других) допускается устанавливать иные классы соответствующих сооружений.

## 11. Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n$

Класс сооружения	Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n$
КС-3	Повышенный	1,1
КС-2	Нормальный	1,0
КС-1	Пониженный	0,8

## 12. Требования к проектной документации

### Основная надпись на чертеже



Форма спецификации железобетонных конструкций

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
15	60	65	10	15	20
185					



Для заметок

Для заметок



*Учебное издание*

Плотников Алексей Николаевич  
Арина Надежда Николаевна  
Яковлева Ольга Станиславовна

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО  
МНОГОЭТАЖНОГО РАМНОГО КАРКАСА**

Учебное пособие для вузов

Чебоксары, 2021 г.

Ответственный редактор *М.В. Петров*  
Компьютерная верстка *Л.С. Миронова*

Подписано в печать 12.08.2021 г.

Дата выхода издания в свет 30.08.2021 г.

Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Печать офсетная.  
Гарнитура Times. Усл. печ. л. 7,6725. Заказ К-209. Тираж 500 экз.

Издательский дом «Среда»  
428005, Чебоксары, Гражданская, 75, офис 12  
+7 (8352) 655-731  
info@phsreda.com  
https://phsreda.com

Отпечатано в ООО «Типография «Новое время»  
428034, Чебоксары, ул. Мичмана Павлова, 50/1