

Министерство образования и науки Российской Федерации
Магнитогорский государственный технический университет им. Г. И. Носова

А.Л. Кришан, А.И. Сагадатов, М.Ш. Гареев

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЗДАНИЙ

*Допущено Уральским отделением Учебно-методического
объединения вузов РФ по образованию в области строительства
в качестве учебно-методического пособия для студентов,
обучающихся по направлению подготовки бакалавров 270800.62
«Строительство» всех форм обучения*

Магнитогорск
2012

УДК 624.012.45(075.8)
ББК 38.53я7
К 829

Рецензенты:

Декан факультета городского, дорожного строительства
и хозяйства Московской государственной академии
коммунального хозяйства и строительства,
член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор
В.И. Римшин,

Доктор технических наук, профессор кафедры
строительных материалов и изделий
Магнитогорского государственного технического
университета им. Г.И. Носова
М.С. Гаркави

Кришан, А.Л.

К 829 **Железобетонные конструкции одноэтажных промзданий:**
учеб.-метод. пособие / А.Л. Кришан, А.И. Сагадатов, М.Ш. Гареев. –
Магнитогорск: Изд-во Магнитогорск. гос. техн. ун-та им. Г.И. Носо-
ва, 2012. – 121 с.
ISBN 978-5-9967-0312-8

Содержит теоретические основы, методические указания и сквозной
пример проектирования и расчета несущих железобетонных конструкций
одноэтажного промышленного здания в сборном варианте.

Расчет соответствует тематике курсового проекта по дисциплине «Же-
лезобетонные и каменные конструкции» для студентов всех форм обуче-
ния и бакалавров.

Материалы пособия могут быть полезными студентам при выполне-
нии конструктивной части дипломного проекта, а также инженерно-
техническим работникам проектных организаций.

УДК 624.012.45(075.8)
ББК 38.53я7
К 829

ISBN 978-5-9967-0312-8

© Магнитогорский государственный
технический университет
им. Г.И. Носова, 2012
© Кришан А.Л., Сагадатов А.И.,
Гареев М.Ш., 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ.....	6
1.1. Выбор и компоновка конструктивной схемы покрытия	6
1.2. Разбивка здания на температурные отсеки.....	7
1.3. Выбор вида и расстановка связей.....	7
1.3.1. Вертикальные связи.....	7
1.3.2. Горизонтальные связи	9
1.4. Компоновка поперечной рамы.....	10
Глава 2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	14
2.1. Краткие сведения о нагрузках на раму	14
2.2. Сбор постоянных нагрузок на раму и определение эксцентриситетов их положения.....	14
2.3. Определение расчетных временных нагрузок.....	17
2.4. Расчетная схема и выбор метода статического расчета рамы	20
2.5. Определение моментов инерции и реакций от единичного смещения	22
2.6. Пример статического расчета поперечной рамы здания	23
2.6.1. Общие данные.....	23
2.6.2. Компоновка поперечной рамы	23
2.6.3. Определение нагрузок на раму.....	24
2.6.4. Определение моментов инерции сечений колонн и реакций R_d	28
2.6.5. Определение усилий от постоянных нагрузок.....	29
2.6.6. Определение усилий от снеговых нагрузок	30
2.6.7. Определение усилий от крановых нагрузок.....	30
2.6.8. Определение усилий от ветровой нагрузки.....	33
2.6.9. Составление таблицы расчетных усилий	36
Глава 3. РАСЧЕТ КОЛОННЫ	39
3.1. Общие положения по конструированию и расчету	39
3.2. Расчет двухветвевой колонны ряда А	40
3.2.1. Данные для проектирования.....	40
3.2.2. Расчет надкрановой части колонны	40
3.2.3. Расчет подкрановой части колонны.....	44
3.2.4. Расчет распорки	52
Глава 4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД КРАЙНЮЮ КОЛОННУ	57
4.1. Общие положения по конструированию и расчету	57
4.2. Конструирование и расчет фундамента под крайнюю колонну	60

4.2.1. Данные для проектирования.....	60
4.2.2. Определение геометрических размеров фундамента	60
4.2.3. Расчет на продавливание плиты фундамента	65
4.2.4. Определение конфигурации фундамента и проверка нижней ступени	65
4.2.5. Проверка фундамента на продавливание дна стакана и раскалывание.....	67
4.2.6. Подбор арматуры подошвы фундамента.....	68
4.2.7. Расчет подколонника и его стаканной части.....	70
Глава 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ СЕГМЕНТНОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ	75
5.1. Общие положения	75
5.2. Данные для проектирования	78
5.3. Определение нагрузок на ферму	78
5.4. Определение усилий в элементах фермы	80
5.4.1. Определение единичных усилий методом построения диаграммы Максвелла-Кремоны.....	82
5.4.2. Определение единичных усилий на ЭВМ с помощью ПК Лира 9.4.....	83
5.5. Проектирование сечений элементов фермы.....	85
5.5.1. Нижний растянутый пояс.....	85
5.5.2. Расчет нижнего пояса на трещиностойкость	85
5.5.3. Верхний сжатый пояс.....	91
5.5.4. Растянутый раскос P1.....	94
5.5.5. Сжатый раскос P2.....	96
5.6. Расчет и конструирование узлов ферм.....	98
5.6.1. Расчет промежуточного узла 2 верхнего пояса	99
5.6.2. Расчет опорного узла фермы	100
Вопросы для защиты курсового проекта	103
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	104
ПРИЛОЖЕНИЯ	106

ВВЕДЕНИЕ

Учебное пособие разработано в соответствии с программой курса «Железобетонные и каменные конструкции» и рассчитано на студентов дневного и заочного отделений, бакалавров, обучающихся по специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» направления «Строительство». Материалы пособия также могут быть полезны инженерно-техническим работникам проектных организаций.

Предлагаемое пособие предназначено как для организации аудиторных занятий, так и для помощи студентам в самостоятельном освоении дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции», которая занимает ведущую роль в подготовке инженерных кадров строительной отрасли.

В пособии содержатся теоретические основы, методические указания и сквозной пример проектирования и расчета несущих железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания в сборном варианте.

Приведенный расчет соответствует тематике курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 270102.

Пособие может быть полезным студентам при выполнении конструктивной части дипломного проекта. Все расчеты предваряются краткими методическими указаниями по их выполнению.

Учебное пособие состоит из шести разделов, в которых приведены основные сведения по компоновке конструктивной схемы покрытия и выполнению статического расчета поперечной рамы здания, а также рекомендации по проектированию сборных железобетонных конструкций и примеры их чертежей. В приложениях содержатся наиболее употребительные справочные материалы, соответствующие СНиП 52-01-03 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85*.

Глава 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

1.1. Выбор и компоновка конструктивной схемы покрытия

Решается вопрос выбора и размещения основных несущих конструкций покрытия.

Рекомендуется применять беспрогонное покрытие из плоских линейных элементов (стропильные фермы и балки, крупноразмерные плиты покрытий 3×18 и 3×24 м, арки, полигональные своды и т.п.).

Несущие стропильные конструкции покрытия можно размещать:

а) в плоскости поперечных рам (рис.1.1, а, б) (для покрытия здания используются плиты длиной 6-12 м);

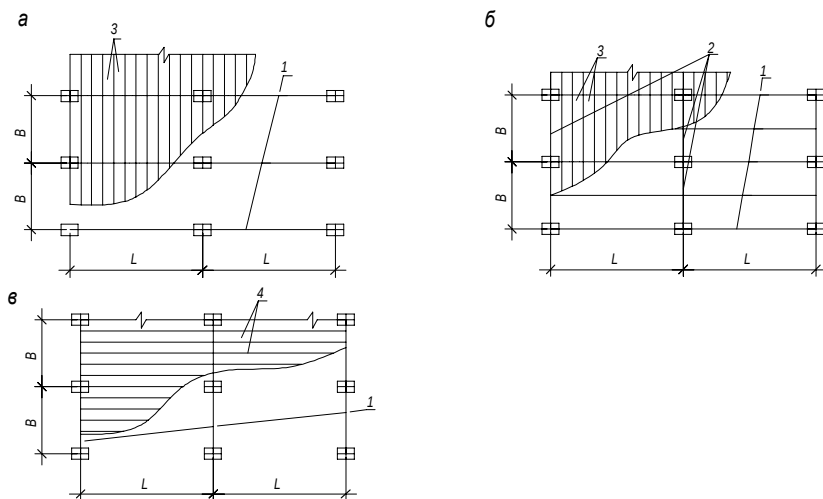


Рис. 1.1. Варианты балочных схем покрытий: 1 – стропильная конструкция; 2 – подстропильная конструкция; 3 – плиты покрытия; 4 – плиты покрытия размером на пролет

б) в плоскости продольных рам (рис. 1.1, в) (для покрытия здания используются крупноразмерные плиты 3×18 или 3×24 м, укладываемые вдоль пролета, или полигональные своды).

При выборе типа стропильной конструкции можно руководствоваться следующими рекомендациями:

- стропильные балки обычно применяют при пролетах до 18 м, в отдельных случаях и до 24 м;
- стропильные фермы применяются при пролетах 18-30 м;
- стропильные арки – при пролетах 24-36 м.

1.2. Разбивка здания на температурные отсеки

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40°C, назначаемые без расчета (для конструкций с ненапрягаемой арматурой и преднапряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3 категории), не должны превышать:

- для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона – 72 м;

- для неотапливаемых того же типа 48 м.

Во всех остальных случаях расстояния между температурными швами определяются расчетом конструкций на вынужденные перемещения.

1.3. Выбор вида и расстановка связей

Пространственная жесткость (геометрическая неизменяемость) здания во многом обеспечивается жесткостью диска покрытия. Для повышения жесткости здания в целом, а также жесткости самого диска покрытия и торцевых стен, предусматривается система вертикальных и горизонтальных связей.

1.3.1. Вертикальные связи

Вертикальные стальные связи *по продольным рядам колонн* обеспечивают устойчивость здания в продольном направлении при действии нагрузок от торможения кранов и ветра в торец здания. В зданиях с мостовыми кранами такие связи устраиваются всегда и размещаются в одном шаге каждого ряда колонн посередине температурного блока на высоту от пола до низа подкрановых балок. Применяемые в одноэтажных промзданиях схемы вертикальных связей показаны на рис. 1.2.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением колонн в фундаментах.

Вертикальные стальные связи в уровне опорных узлов стропильных конструкций (в плоскостях продольных рам) и распорки по верху колонн устанавливают при высоте опорных частей стропильных конструкций более 900 мм и располагают по концам температурных блоков (рис.1.3). Назначение этих связей и распорок – передать с диска покрытия продольные горизонтальные усилия на колонны и, в конечном счете, на вертикальные связи по колоннам.

При высоте опорного узла ферм или балок не более 900 мм эти связи и распорки не ставятся.

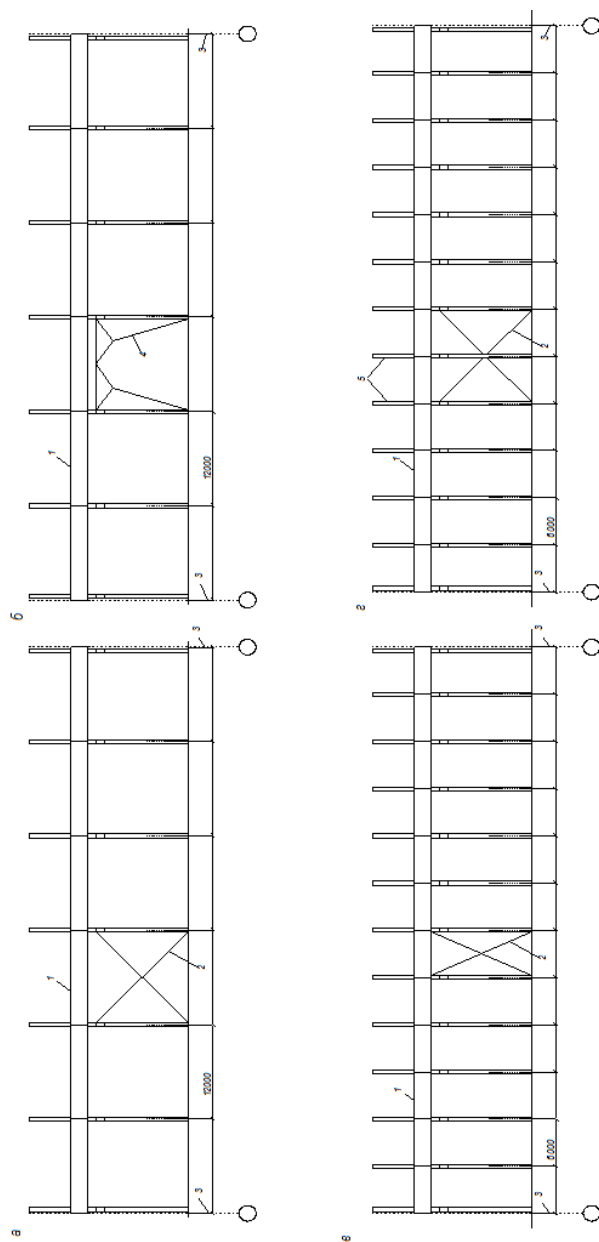


Рис. 1.2. Схемы вертикальных связей между колоннами: а – крайний ряд, сквозные колонны; б – средний ряд, сквозные колонны; крайний и средний ряды, сплошные колонны; в – крайний и средний ряды, сплошные колонны; г – крайний ряд при наличии фахверка; 1 – подкрановая балка; 2 – стальная крестовая связь; 3 – ось температурного шва; 4 – стальная порталная связь; 5 – стойка фахверка

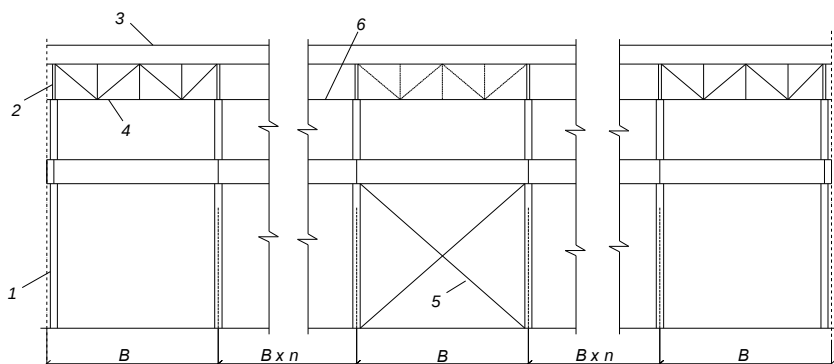


Рис.1.3. Схема вертикальных связей в зданиях с плоской кровлей:

1 – колонна; 2 – опорная стойка фермы; 3 – диск покрытия; 4 – вертикальные связи по колоннам; 5 – связи по колоннам; 6 – распорки по верху колонн

1.3.2. Горизонтальные связи

В зданиях высотой до низа стропильной конструкции менее 18 м и пролетами до 30 м с кранами легкого и среднего режима работы каких-либо специальных горизонтальных связей не требуется, поскольку жесткость диска обеспечивается применением крупноразмерных железобетонных плит покрытия (приваркой их к верхним поясам стропильных конструкций и последующим замоноличиванием швов между плитами).

При высоте здания более 18 м и пролетах более 30 м горизонтальные нагрузки на диск покрытия достигают значительных величин и их можно уменьшить путем устройства у торцевых стен горизонтальных связевых (ветровых) ферм, которые служат дополнительными опорами для колонн фахверка. Эти связи в виде горизонтальной фермы с крестовой решеткой устанавливаются или в уровне нижнего пояса стропильных конструкций, или в уровне подкрановых путей (рис. 1.4).

В зданиях со светоаэрационными фонарями устойчивость верхнего сжатого пояса ригеля покрытия из своей плоскости обеспечивается постановкой *стальных распорок по конькам ригелей и горизонтальных связей*, располагаемых в уровне верхнего пояса ригеля в пределах ширины фонаря по торцам температурного блока (рис. 1.5). Если же фонарь не доходит до торца температурного блока, то горизонтальные связи по верхнему поясу ригеля не ставятся и достаточно одних распорок.

Жесткость фонарей в продольном направлении обеспечивается вертикальными стальными связями (рис. 1.5, сеч. II-II).

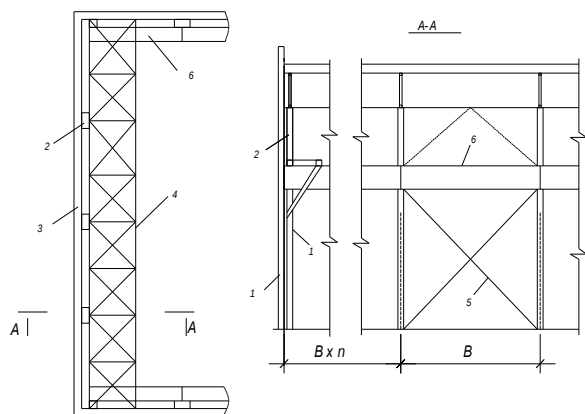


Рис.1.4. Горизонтальные ветровые фермы: 1 – колонна продольного ряда; 2 – колонна фахверка; 3 – торцевая стена; 4 – ветровая ферма; 5 – связи по колоннам; 6 – подкрановые балки

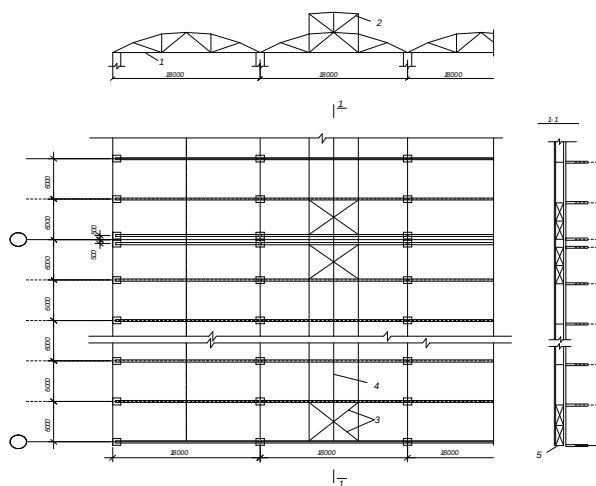


Рис.1.5. Схема связей по фонарю: 1 – стропильная ферма; 2 – фонарь; 3 – горизонтальные крестовые связи; 4 – стальные распорки; 5 – вертикальные связи

1.4. Компоновка поперечной рамы

Основной несущей конструкцией каркаса одноэтажного промздания является плоская рама, образованная защемленными в фундаментах колоннами и ригелями покрытия. Соединение ригелей с колоннами принимается шарнирным, что позволяет увеличить степень универсальности колонн и ригелей.

Компоновка поперечной рамы сводится к решению следующих вопросов:

- 1) определение размеров колонн по высоте;
- 2) привязка осей колонн и подкрановых путей к разбивочным осям;
- 3) выбор типа и назначение размеров сечений колонн;
- 4) выбор типа ограждающих конструкций и остекления.

1. Исходной является заданная отметка головки подкранового рельса H_r . Высота надкрановой части колонны (рис. 1.6)

$$H_t = H_n + (h_b + 0,15) + a_1,$$

где H_n – габаритный размер крана по высоте, принимаемый по стандарту на мостовые краны;

высота подкрановой балки:

– при шаге колонн 12 м $h_b = 1,4$ м;

– при шаге колонн 6 м $h_b = 1,0$ м;

$a_1 \geq 200 - 250$ мм;

0,15 – высота кранового рельса с подкладками, м.

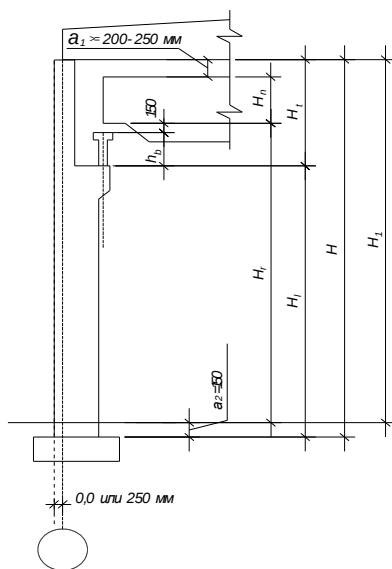


Рис.1.6. К определению размеров колонн по высоте

Высота подкрановой части колонны

$$H_l = H_r - (h_b + 0,15) + a_2.$$

Полная высота колонны $H = H_t + H_l$ окончательно принимается так, чтобы габарит здания $H_1 = H - a_2$ был кратен модулю 0,6 м.

2. Согласно СТ СЭВ 1001–78 принимаются следующие системы привязки колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям:

– «нулевая» – в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т, шагом колонн 6 м и высотой $H_1 \leq 16,2$ м (рис. 1.7);

– равная 250 мм – при грузоподъемности кранов до 50 т, шаге колонн 6 м и высоте $H_1 > 16,2$ м; во всех случаях при шаге колонн 12 м и $H_1 \geq 8,4$ м.

Колонны средних рядов, за исключением тех, которые примыкают к продольному температурному шву и в местах перепада высот, привязываются так, чтобы оси сечения надкрановой части колонн совпадали с продольными и поперечными разбивочными осями.

Геометрические оси торцевых колонн основного каркаса смещаются с поперечных разбивочных осей внутрь здания на 500 мм, а внутренние поверхности торцевых стен должны совпадать с поперечными разбивочными осями, т.е. иметь нулевую привязку (см. рис.1.7, а).

Поперечные температурно-усадочные швы выполняются на парных колоннах, геометрические оси которых смещаются с разбивочной оси на 500 мм в каждую сторону (см. рис.1.7, в, г).

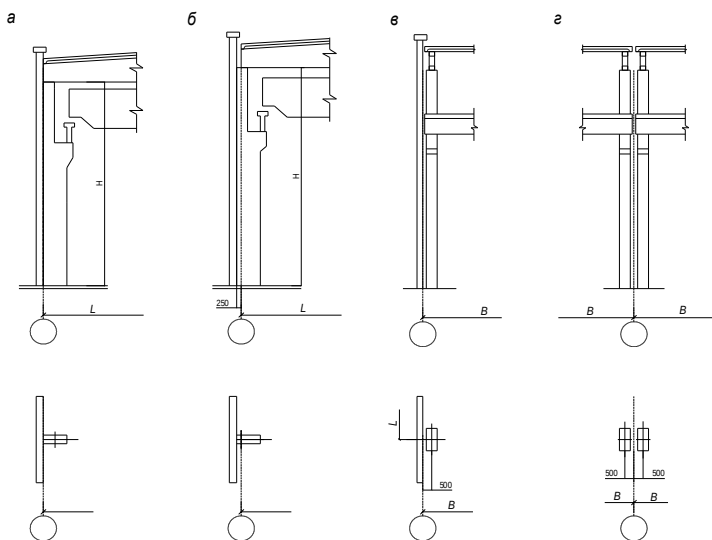


Рис. 1.7. Привязка колонн к разбивочным осям: а, б – продольным; в, г – поперечным (в – в торце, г – у температурного шва)

Продольные температурные швы выполняются на двух колоннах со «вставкой» (промежуток между разбивочными осями, рис.1.8).

Размеры вставок принимаются, в зависимости от величин привязок колонн, равными 500, 1000 и 1500 мм.

Расстояние λ от продольной разбивочной оси до оси подкранового рельса (см. рис.1.6) принимается:

- в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т – 750 мм;
- в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 50 т, а так же при устройстве проходов в надкрановой части колонн – 1000 мм.

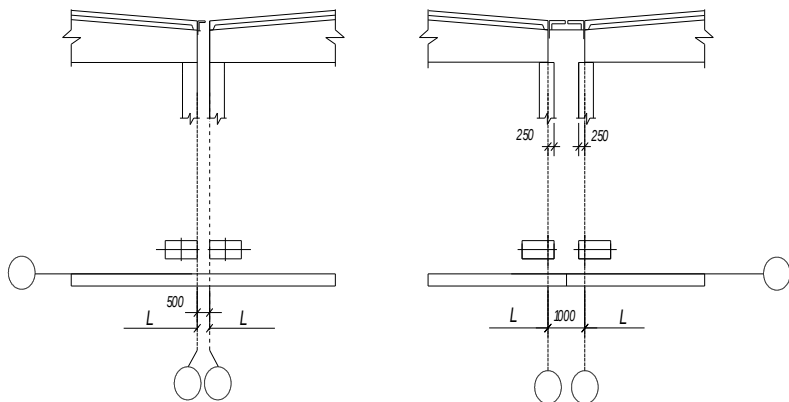


Рис.1.8. Привязка колонн в продольных температурных швах

3. При выборе типа колонн (сплошных или сквозных) можно придерживаться следующих рекомендаций:

- сплошные колонны применяются в зданиях с пролетами до 24 м высотой $H_1 \leq 12$ м и грузоподъемностью кранов до 30 т;
- сквозные (двухветвевые) колонны целесообразно применять при пролетах более 24 м, высоте $H_1 > 12$ м, а также грузоподъемности кранов 30 т и более.

Ширина сечения колонн «b» принимается не менее 400 мм при шаге колонн 6 м, не менее 500 мм при шаге 12 м, и не менее $1/25H_1$.

Высота сечения надкрановой части колонн h_1 обычно составляет 400 и 600 мм при шаге колонн соответственно 6 и 12 м.

Высота сечения подкрановой части сплошных колонн h_2 принимается не менее $(1/10-1/14) H_1$ кратно 100 мм.

Общая высота сечения подкрановой части сквозных колонн принимается $h_2 = 1400-1900$ мм для средних и $h_2 = 1000-1400$ мм для крайних

колонн. Размеры высоты сечения h ветви таких колонн (в плоскости рамы) принимаются кратно 50 мм, т.е. 200, 250, 300, и 350 мм. Расстояние между осями распорок обычно составляет 1800–2400 мм [12, рис. 2.110 – 2.112].

Глава 2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

2.1. Краткие сведения о нагрузках на раму

Нагрузки подразделяются на постоянные и временные [2].

К постоянным относятся нагрузки от веса частей здания: покрытия, стен, подкрановых балок и т.д. Нормативные величины постоянных нагрузок принимаются по проектным значениям геометрических размеров и средней плотности.

Временные нагрузки делят на длительные, кратковременные и особые.

Временные длительные нагрузки используются при расчетах по предельным состояниям II-й группы и представляют ту часть кратковременных нагрузок, которая может действовать длительно или часто повторяться. К ним относят нагрузки от одного подвесного или мостового крана с коэффициентом 0,5 для среднего режима работы, снеговую нагрузку III-IV климатических районов с коэффициентами 0,7, температурные климатические воздействия. Поскольку в курсовом проекте не предусмотрен расчет колонн по II-й группе предельных состояний, то подсчет временных нагрузок можно не производить.

Кратковременные нагрузки на поперечную раму включают воздействие мостовых и подвесных кранов, снег, ветер, в отдельных случаях температурные климатические воздействия и некоторые другие.

Нормативные величины технологических и атмосферных нагрузок и воздействий принимаются по соответствующим нормативным документам.

Расчетные нагрузки определяют умножением нормативных величин нагрузок на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке $\gamma_f \geq 1$ и коэффициент надежности по назначению здания $\gamma_n \leq 1$.

2.2. Сбор постоянных нагрузок на раму и определение эксцентриситетов их положения

Нормативные нагрузки

Нормативная нагрузка от веса 1 м^2 кровли (без учета плит покрытия) может приниматься:

– для холодных покрытий – $g_{n1} = 400 \div 500 \text{ Н/м}^2$;

– для утепленных покрытий – $g_{n1} = 900 \div 1500 \text{ Н/м}^2$

при средней величине коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f \approx 1,25$.

Рекомендуемые значения нагрузок от веса несущих конструкций покрытия, подкрановых балок, стеновых панелей и остекления приведены в

прил. 19. Нагрузка от веса колонн подсчитывается по принятым геометрическим размерам колонн. Коэффициент надежности для перечисленных нагрузок $\gamma_f = 1,1$.

Расчетные постоянные нагрузки

1. Расчетная нагрузка от веса покрытия (опорное давление фермы) при одинаковом шаге крайних и средних колонн и разных пролетах:

– на колонну крайнего ряда

$$F_{de} = [(g_{n1} \cdot \gamma_{f1} + g_{n2} \cdot \gamma_f) \cdot B \cdot L_1 + G_{nr1} \cdot \gamma_f] \cdot \gamma_f / 2;$$

– на колонну среднего ряда

$$F_{dm} = [(g_{n1} \cdot \gamma_{f1} + g_{n2} \cdot \gamma_f) \cdot B \cdot (L_1 + L_2) + G_{nr1} + G_{nr2}) \cdot \gamma_f] \cdot \gamma_f / 2.$$

Эксцентриситет нагрузки F_{de} относительно:

а) оси надкрановой части колонны:

– при привязке 250 мм $e_{dt} \approx 0,425 - 0,5h_1$ (рис.2.1,б);

– при «нулевой» привязке $e_{dt} \approx 0$ (рис.2.1,а);

в) оси подкрановой части колонны

$$e_{dl} = (h_2 - h_1) / 2.$$

Для нагрузки F_{dm} , действующей на среднюю колонну, эти эксцентриситеты можно принять равными нулю (рис. 2.1, в).

2. Расчетные нагрузки от веса колонны рассчитываются по геометрическим характеристикам.

При этом расчетная нагрузка от веса надкрановой части колонны

$$F_{ct} = b \cdot h_1 \cdot H_t \cdot \rho \cdot \gamma_f.$$

действует относительно оси подкрановой части колонны крайнего ряда с эксцентриситетом

$$e_{cl} = e_{dl} = (h_2 - h_1) / 2.$$

Для колонны среднего ряда эксцентриситет этой нагрузки может быть принят равным нулю.

Расчетная нагрузка F_{cl} от веса подкрановой части колонны подсчитывается подобным же образом в зависимости от принятого типа колонны (сплошная или сквозная) и считается действующей по оси подкрановой части.

3. Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления участка стены, расположенного выше отметки подкрановой консоли,

$$F_{pt} = (g_{n3} \cdot \sum h_p + g_{n4} \cdot h_w) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

где $\sum h_p$ – суммарная высота полос стеновых панелей, расположенных выше отметки подкрановой консоли; h_w – высота остекления на том же участке стены.

Эта нагрузка условно считается приложенной в уровне подкрановой консоли с эксцентриситетом e_{pl} относительно оси подкрановой части колонны (см. рис.2.1, а, б)

$$e_{pl} = 0,5 \cdot (\delta_p + h_2) + 0,02.$$

Расчетная нагрузка F_{pl} от участка стены ниже подкрановой консоли подсчитывается аналогично; эта нагрузка полностью передается на фундаментную балку.

4. Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок

$$F_{be} (F_{bm}) = G_{nb} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

передается на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом e_b :

а) для крайней колонны:

– при привязке 250 мм – $e_{be} = 0,25 + \lambda - 0,5h_2$;

– при «нулевой» привязке – $e_{be} = \lambda - 0,5h_2$;

б) для средней колонны – $e_{be} = \lambda$ (здесь λ – расстояние от продольной разбивочной оси до оси подкранового рельса, см. п. 1.4).

2.3. Определение расчетных временных нагрузок

Расчетная снеговая нагрузка:

– на крайнюю колонну

$$F_{se} = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot (L_1 / 2);$$

– на среднюю колонну

$$F_{sm} = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot ([L_1 + L_2] / 2),$$

где $\gamma_f = 1,4$; S_0 – нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия, определяемое по [2, формула $S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$];

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов (для покрытий с уклонами от 12 до 20% c_e принимается равным 0,85);

c_t – термический коэффициент (для неутепленных покрытий зданий с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует вводить термический коэффициент $c_t = 0,8$; в остальных случаях $c_t = 1,0$);

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (при уклоне кровли $\alpha < 30^\circ$ $\mu = 1$);

S_g – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый согласно прил. 14.

Эксцентриситеты этих нагрузок такие же, как и для нагрузок F_{de} и F_{dm} (см. рис.2.1).

Расчетная ветровая нагрузка

Скоростной напор ветра ω_0 принимается по [2] и по прил. 14.

До отметки 5 м скоростной напор не изменяется и составляет $\omega_{n1} = 0,5 \cdot \omega_0 \cdot c$.

На отметке 10 м скоростной напор ветра составляет $\omega_{n2} = 0,65 \cdot \omega_0 \cdot c$.

На отметке 20 м скоростной напор ветра составляет $\omega_{n3} = 0,85 \cdot \omega_0 \cdot c$.

Здесь c – аэродинамический коэффициент, принимаемый по [2] равным 1,2.

На любой промежуточной отметке скоростной напор ветра может быть найден линейной интерполяцией

$$\omega_{n0} = \omega_{n2} + [(\omega_{n3} - \omega_{n2}) / 10] \cdot (H_i - 10).$$

Переменный по высоте скоростной напор ветра удобно заменить равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной балки (т.е. колонны) длиной H :

Для случая $H > 10$ м

$$\omega_n = 2M_{act} / H^2 = \left\{ 2 \left[\frac{\omega_{n0} + \omega_{n2}}{2} \cdot (H_i - 10) \cdot \left(\frac{H - 10}{2} + 10 \right) + 50\omega_{n2} \right] \right\}.$$

Для случая $H < 5$ м

$$\omega_n = \omega_{n1}.$$

Расчетная, равномерно распределенная, ветровая нагрузка на колонны до высоты H :

– с наветренной стороны – $v = 0,8 \cdot \omega_n \cdot \gamma_f \cdot B$;

– с подветренной стороны – $v = 0,5 \cdot \omega_n \cdot \gamma_f \cdot B$.

Ветровая нагрузка, действующая на шатер покрытия (на фонарь и часть стены выше верха колонн), принимается в виде сосредоточенной силы W , приложенной в уровне верха колоны (рис. 2.2).

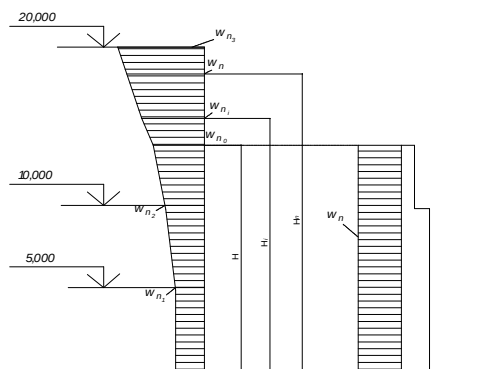


Рис. 2.2. К определению ветровой нагрузки

$$W = 1,3 \cdot \frac{\omega_{nu} + \omega_{no}}{2} \cdot (H_u - H) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B.$$

Крановые нагрузки

Необходимые данные по кранам принимаются согласно стандарту на мостовые краны [14].

Q – вес поднимаемого груза, кН;

L_{cr} – пролет крана, м;

B – база крана;

K – расстояние между колесами;

G_n – вес тележки, кН;

$F_{n,max}$ – максимальное давление на одно колесо крана, кН;

$F_{n,min}$ – минимальное давление на одно колесо крана, кН.

Расчетное максимальное давление на колесо крана при $\gamma_f = 1,1$.

$$F_{max} = F_{n,max} \cdot \gamma_f.$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо

$$H_{max} = \frac{Q + G_n}{20} 0,5 \cdot \gamma_f.$$

Здесь $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Вертикальная крановая нагрузка на колонны:

а) от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,85$:

$$D_{max} = F_{max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y;$$

$$D_{min} = 2F_{min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y,$$

где $\sum y$ – сумма ординат линии давления двух подкрановых балок на колонну (рис. 2.3);

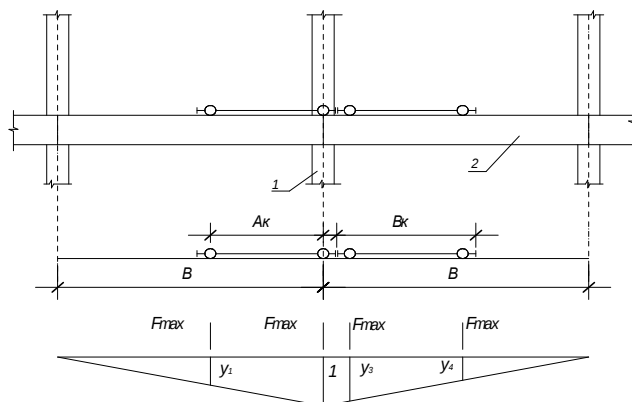


Рис. 2.3. К определению давления крана на колонну:
1 – рассчитываемая колонна; 2 – подкрановая балка

б) от четырех кранов на среднюю колонну с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,7$: $D_{\max} = 2F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y$.

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от поперечного торможения двух мостовых кранов одного пролета

$$H_c = H_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y.$$

2.4. Расчетная схема и выбор метода статического расчета рамы

Расчетная схема поперечной рамы принимается в виде отдельных стоек, жестко защемленных в уровне верха фундамента и шарнирно связанных по верху ригелями покрытия (рис. 2.4). Размеры пролетов рам принимаются равными расстоянию между геометрическими осями колонн для ступенчатых колонн крайних рядов, учитывая сдвиг в месте ступени. Высота колонн принимается для расчета равной расстоянию от обреза фундамента до низа ригеля покрытия. Ригели покрытия считаются абсолютно жесткими, примыкающими в уровне их опирания. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания. В такой системе расчет ригелей можно выполнять независимо от расчета поперечной рамы.

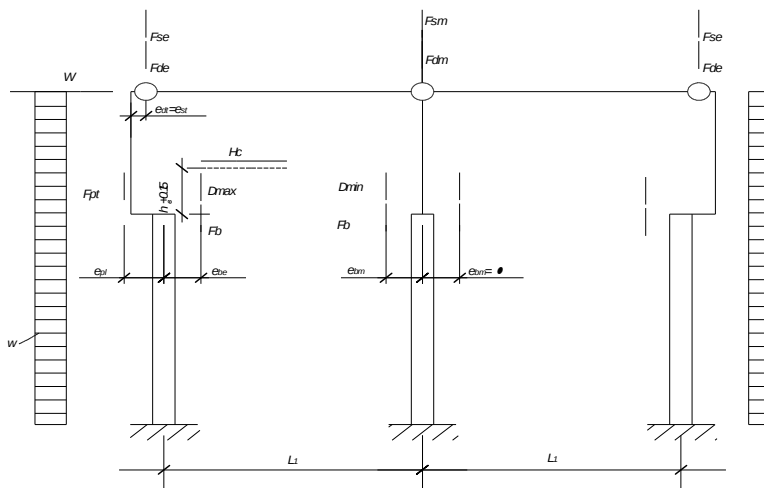


Рис. 2.4. Расчетная схема поперечной рамы

Пространственная работа каркаса здания. За счет жесткого диска покрытия, объединяющего колонны, обеспечивается пространственная работа каркаса здания: при загрузке только одной поперечной рамы температурного блока также включаются в работу и уменьшают горизонтальные перемещения загруженной рамы (а следовательно, и усилия в стойках этой рамы).

Пространственная работа каркаса проявляется только при действии крановых нагрузок, загружающих одновременно только одну–две поперечные рамы.

Постоянная, снеговая и ветровая нагрузки действуют одновременно на все рамы температурного блока, при этом пространственный характер работы каркаса не проявляется, т.к. все рамы находятся в одинаковых условиях и испытывают одинаковые горизонтальные смещения.

Выбор метода статического расчета рамы. Статический расчет поперечной рамы – определение усилий M, N, Q в сечениях колонн от различных силовых воздействий – для данной расчетной схемы удобнее всего производить методом перемещений. За неизвестное при этом принимается горизонтальное смещение Δ_1 верха колонн; по направлению этого смещения в основной системе поперечной рамы вводится дополнительная связь (см. рис.2.4).

Расчет рамы по данному методу сводится к определению упругих реакций R_Δ верха колонн от их горизонтального смещения при действии внешних нагрузок. Рекомендуется следующий порядок расчета:

1. Вычисляются моменты инерции надкрановых J_t и подкрановых J_l частей колонн и реакции R_Δ от единичного горизонтального смещения верха колонн (рис. 2.5).

2. Для каждого вида загрузки основной системы $(F_d + F_p + F_b, F_s, D_{\max}, H_c, v)$ составляется каноническое уравнение метода перемещений

$$c_{\dim} \cdot r_{11} \cdot \Delta_1 + R_{1p} = 0,$$

где $R_{1p} = \sum R$ – сумма реакций верха колонн поперечной рамы в основной системе (с несмещаемыми ригелями) от внешней нагрузки;

$r_{11} = \sum R_\Delta$ – суммарная реакция верха колонн от единичного смещения;

$c_{\dim}$ – коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса при крановых нагрузках и равный $c_{\dim} = 3,4$ – при шаге 12 м; и $c_{\dim} = 4,0$ – при шаге 6 м.

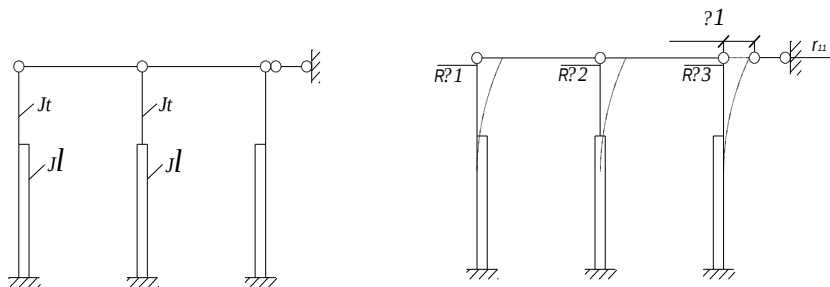


Рис. 2.5. Основная система поперечной рамы

Каноническое уравнение выражает условие, что реакция в дополнительной связи от внешней нагрузки и смещения колонны в действительности равна нулю.

3. Из канонического уравнения каждого вида загрузки находится действительное смещение верха колонн $\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{C_{\text{dim}}} \cdot r_{11}$.

4. Определяется упругая опорная реакция рассчитываемой колонны для данного вида загрузки

$$R_e = R + \Delta_1 \cdot R_{\Delta}.$$

5. Определяются усилия M , N , Q в расчетных сечениях колонны, которая рассматривается как вертикальный консольный стержень, нагруженный внешней нагрузкой и соответствующей ей упругой реакцией R_e .

6. Составляется таблица расчетных усилий, действующих в сечениях рассчитываемой колонны.

Возможные упрощения при расчете многопролетных рам.

При числе пролетов рамы, равном трем и более, верхние шарнирные опоры колонн можно считать несмещаемыми ($\Delta_1 = 0$) при действии крановых нагрузок. Расчет рамы на эти нагрузки сводится к расчету отдельно стоящих стоек, заземленных внизу и шарнирно опертых вверху, на действие непосредственно приложенных к ним нагрузок.

На ветровые воздействия многопролетные рамы рассчитываются с учетом смещения.

2.5. Определение моментов инерции и реакций от единичного смещения

1. Моменты инерции сечений сплошных колонн, а также надкрановых частей и отдельных ветвей двухветвевых колонн, определяются как для прямоугольного сечения, т.е. $J = bh^3/12$. Момент инерции подкрановой части двухветвевой колонны приближенно можно принять

$$J_l = 2bh \cdot (c/2)^2,$$

где b и h – размеры поперечного сечения отдельной ветви; c – расстояние между осями ветвей.

2. Реакция верхнего конца двухветвевой колонны от перемещения $\Delta_1 = 1$ основной системы

$$R_{\Delta} = \frac{3 \cdot E_b \cdot J_l}{H^3 \cdot (1 + K + K_1)},$$

где $K = \alpha^3 \cdot \left(\frac{J_l}{J_t} - 1 \right)$; $K_1 = \frac{(1-\alpha)^3 \cdot J_l}{8 \cdot n^2 \cdot J}$; $\alpha = H_t/H$; $J = b \cdot \frac{h^3}{12}$ – момент

инерции отдельной ветви; n – число панелей двухветвевой колонны.

По этой же формуле вычисляются реакции R_Δ сплошных колонн переменного и постоянного по высоте сечения, принимая $K_1 = 0$ для колонн переменного сечения и $K = K_1 = 0$ для колонн постоянного сечения.

3. Определяются реакции R_Δ всех колонн поперечной рамы, затем находится суммарная реакция $r_{11} = \sum R_\Delta$. За положительное принимается направление реакции R_Δ слева направо.

После вычисления реакции R_Δ можно приступить к определению усилий в сечениях колонн.

Все вышеизложенные пункты методических указаний, а также дальнейший порядок расчета проиллюстрированы в приведенном ниже примере.

2.6. Пример статического расчета поперечной рамы здания

2.6.1. Общие данные

Здание отапливаемое, пролеты 2×24 м, шаг колонн 12 м, длина температурного блока 72 м. Мостовые краны среднего режима работы грузоподъемностью 32/5 т в каждом пролете. Наружные стены из керамзитожелезобетонных однослойных навесных панелей 12 м, подкрановые балки – предварительно напряженные высотой 1,4 м. Район строительства – г. Москва. Снеговая нагрузка по III географическому району, ветровая – для 1 района. Кровля рулонная, плотность утеплителя 400 кг/м^3 , толщина 10 см.

2.6.2. Компоновка поперечной рамы

В качестве основной несущей конструкции покрытия принимаем железобетонные фермы с параллельными поясами пролетом 24 м; фонари отсутствуют (рис. 2.6). Навесные панели опираются на опорные столики колонн на отм. 7,2 м, а ниже отм. 7,2 опираются на фундаментную балку.

Отметка головки рельса 9,75 м.

Определение примерных размеров колонн по высоте

Высота надкрановой части

$$H_t = H_n + (h_b + 0,15) + a_1 = 2,75 + (1,4 + 0,15) + 0,2 = 4,3 + 0,2 = 4,5 \text{ м.}$$

Высота подкрановой части (от подкрановой консоли до обреза фундамента)

$$H_l = H_r - (h_b + 0,15) + a_2 = 9,75 - (1,4 + 0,15) + 0,15 = 8,35 \text{ м.}$$

Полная высота колонны

$$H = H_t + H_l = 4,5 + 8,35 = 12,85 \text{ м.}$$

Окончательно, в соответствии с типовыми размерами [12,13], принимаем высоту колонны по сортаментам $H = 13,95 \text{ м.}$

Так как высота здания больше 12 м и грузоподъемность кранов 32/5 т, то колонны крайних и среднего рядов принимаем сквозными (двухветвевыми). Привязку крайних колонн к разбивочным осям, в соответствии с п.1.4, принимаем 250 мм.

Размеры сечения колонны по оси А:

- надкрановая часть – $b = 50$ см; $h_1 = 60$ см;
- подкрановая часть – $b = 50$ см; $h_2 = 130$ см.

Размеры сечения колонны по оси Б:

- надкрановая часть – $b = 50$ см; $h_1 = 60$ см;
- подкрановая часть – $b = 50$ см; $h_2 = 140$ см.

2.6.3. Определение нагрузок на раму

Постоянные нагрузки (табл. 2.1)

Таблица 2.1

Нагрузка от веса покрытия

Нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Бикрост	100	1,3	130
Цементная стяжка $\delta=2$ см	440	1,3	572
Утеплитель $\rho = 400$ кг/м ³ $\delta = 10$ см	400	1,2	480
Обмазочная пароизоляция	50	1,3	65
Железобетонные ребристые плиты покрытия 3×12 м с учетом заливки швов	2050	1,1	2255
Итого:	3090		3502

Масса фермы: $G_{nr} = 14,9$ т.

Расчетная нагрузка от веса покрытия:

на крайнюю колонну

$$F_{de} = (3,5 \cdot 12 \cdot 24 + 149 \cdot 1,1) / 2 = 556,7 \text{ кН},$$

где 1,1 – коэффициент надежности по нагрузке γ_f ;

149 кН – вес фермы (см. прил.19).

Эксцентриситет нагрузки F_{de} относительно:

а) оси надкрановой части $e_{dl} = 0,425 - 0,5 \cdot 0,6 = 0,125$ м;

б) оси подкрановой части $e_{dl} = (1,3 - 0,6)/2 = 0,35$ м.

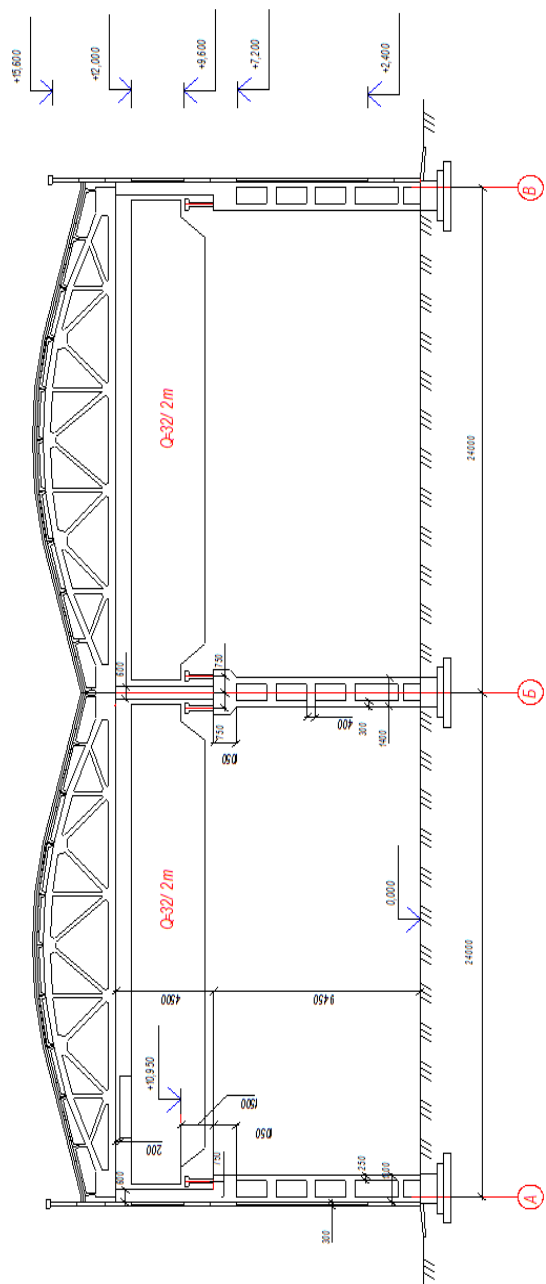


Рис. 2.6. Конструктивная схема поперечной рамы

Расчетная нагрузка от веса колонн:
крайние колонны:

– надкрановая часть $F_{cl} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 35,27$ кН, эксцентриситет ее приложения относительно оси подкрановой части

$$e_{cl} = e_{dl} = (1,3 - 0,6)/2 = 0,35 \text{ м};$$

– подкрановая часть

$$F_{cl} = [0,5 \cdot 0,25 \cdot 9,45 \cdot 2 + (1,05 + 3 \cdot 0,4) \cdot 0,5 \cdot (1,3 - 2 \cdot 0,25)] \cdot 25 \cdot 1,1 = 85,23 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка от веса панелей и остекления на отметке 7,2 м

$$F_{pt} = (2,5 \cdot 6,0 + 0,4 \cdot 2,4) \cdot 12 \cdot 1,1 = 200,14 \text{ кН}$$

действует с эксцентриситетом $e_{pl} \approx 0,5 \cdot (0,3 + 1,3) = 0,8 \text{ м.}$

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок

$$F_{be} = F_{bm} = 115 \cdot 1,1 = 120,2 \text{ кН}$$

действует с эксцентриситетом относительно оси подкрановой части:

– крайней колонны $e_{be} = 0,25 + 0,75 - 0,5 \cdot 1,3 = 0,35 \text{ м};$

– средней колонны $e_{bm} = 0,75 \text{ м.}$

Временные нагрузки

Расчетная снеговая нагрузка

– на крайние колонны $F_{se} = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 1,4 \cdot 12 \cdot 24/2 = 246,24$ кН;

– на средние колонны $F_{sm} = 2 \cdot 246,24 = 429,48$ кН.

Расчетная ветровая нагрузка

Район строительства г. Москвы относится к I району по ветровому давлению, для него $\omega_0 = 0,23$ кПа (прил.15).

Для типа местности В коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания (прил.16):

– на высоте 5 м $k = 0,5$; $\omega_{n1} = 115 \text{ Н/м}^2$;

– на высоте 10 м $k = 0,65$; $\omega_{n2} = 149,5 \text{ Н/м}^2$;

– на высоте 20 м $k = 0,85$; $\omega_{n3} = 195,5 \text{ Н/м}^2$;

– на высоте 40 м $k = 1,1$; $\omega_{n4} = 253 \text{ Н/м}^2$.

На высоте 15,6 м (отметка верха парапета) скоростной напор

$$\omega_{nu} = 149,5 + \left[\frac{(195,5 - 149,5)}{10} \right] \cdot (15,6 - 10) = 175,26 \text{ Н/м}^2.$$

То же на высоте 13,95 м (отметка верха колонны)

$$\omega_{n0} = 149,5 + \left[\frac{(195,5 - 149,5)}{10} \right] \cdot (13,95 - 10) = 167,67 \text{ Н/м}^2.$$

Эквивалентный, равномерно распределенный по высоте, скоростной напор ветра:

$$\omega_n = \frac{\left\{ 2 \left[\frac{167,67 + 149,5}{2} \cdot (13,95 - 10) \cdot \left(\frac{13,95 - 10}{2} + 10 \right) + 50 \cdot 149,5 \right] \right\}}{13,95^2} = 153,92 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная, равномерно распределенная, ветровая нагрузка на колонны до высоты 13,8 м:

– с наветренной высоты

$$v = 0,8 \cdot 153,92 \cdot 1,4 \cdot 12 = 1965,25 \text{ Н/м};$$

– с подветренной

$$v = 0,5 \cdot 153,92 \cdot 1,4 \cdot 12 = 1228,28 \text{ Н/м}.$$

Ветровую нагрузку на шатер покрытия приводим к сосредоточенной силе, приложенной на уровне верха колонн (отм. 13,95).

$$W = 1,3 \cdot \frac{175,26 + 167,67}{2} \cdot (15,6 - 13,95) \cdot 1,4 \cdot 12 = 5,87 \text{ кН}.$$

Крановые нагрузки

Вес поднимаемого груза $Q = 320$ кН. Пролет крана $24 - 2 \cdot 0,75 = 22,5$ м. Согласно прил. 13, вес крана $G - 350$ кН, база крана $M - 6300$ мм. Расстояние между колесами $K - 5100$ мм. Вес тележки $G_n - 87$ кН.

$$F_{n,\max} = 249 \text{ кН};$$

$$F_{n,\min} = (Q + G) / n - F_{n,\max} = (320 + 350) / 2 - 249 = 86 \text{ кН},$$

где n – число колес с одной стороны крана.

Расчетное максимальное давление на колесо крана

$$F_{\max} = F_{n,\max} \cdot \gamma_f = 249 \cdot 1,2 = 260,2 \text{ кН}.$$

То же, минимальное:

$$F_{\min} = 86 \cdot 1,2 = 89,9 \text{ кН}.$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо

$$H_{\max} = \frac{Q + G_n}{20} \cdot 0,5 \cdot \gamma_f = \frac{320 + 87}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,2 = 10,5 \text{ кН}.$$

Вертикальная крановая нагрузка на колонны:

а) от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,85$

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 260,2 \cdot 0,85 \cdot 3,0 = 663,5 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 89,9 \cdot 0,85 \cdot 3,0 = 229,25 \text{ кН};$$

б) от четырех кранов на среднюю колонну с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,7$

$$D_{\max} = 2 \cdot F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 2 \cdot 260,2 \cdot 0,7 \cdot 3,0 = 1092,84 \text{ кН};$$

на крайние колонны

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 89,9 \cdot 0,7 \cdot 3,0 = 188,79 \text{ кН}.$$

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от поперечного торможения двух кранов

$$H_c = H_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 10,5 \cdot 0,85 \cdot 3,0 = 26,8 \text{ кН},$$

здесь $\sum y = 0,575 + 1 + 0,9 + 0,525 = 3,000$ – сумма ординат линии влияния давления подкрановых балок на колонну (рис. 2.7)

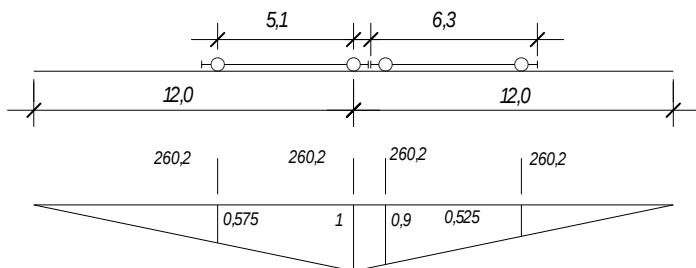


Рис. 2.7. Линии влияния давления подкрановых балок на колонну

2.6.4. Определение моментов инерции сечений колонн и реакций R_{Δ}

Моменты инерции сечений колонн

1. Крайние колонны:

– надкрановая часть $J_t = b \cdot \frac{h_1^3}{12} = 50 \cdot \frac{60^3}{12} = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4$;

– подкрановая часть $J_l = 2b \cdot h \cdot (c/2)^2 = 2 \cdot 50 \cdot 25 \cdot (105/2)^2 = 689 \cdot 10^4 \text{ см}^4$;

– отдельная ветвь $J = b \cdot \frac{h^3}{12} = 50 \cdot \frac{25^3}{12} = 6,5 \cdot 10^4 \text{ см}^4$.

2. Средние колонны:

– надкрановая часть $J_t = b \cdot \frac{h_1^3}{12} = 50 \cdot \frac{60^3}{12} = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4$;

– подкрановая часть $J_l = 2b \cdot h \cdot (c/2)^2 = 2 \cdot 50 \cdot 30 \cdot (110/2)^2 = 907,5 \cdot 10^4 \text{ см}^4$;

– отдельная ветвь $J = b \cdot \frac{h^3}{12} = 50 \cdot \frac{30^3}{12} = 11,25 \cdot 10^4 \text{ см}^4$.

Реакция верхнего конца двухветвевой колонны

1. Крайние колонны: $\alpha = \frac{Ht}{H} = \frac{4,5}{13,95} = 0,32$;

$$K = \alpha^3 \cdot \left(\frac{J_l}{J_t} - 1 \right) = 0,32^3 \cdot \left(\frac{689 \cdot 10^4}{90 \cdot 10^4} - 1 \right) = 0,22;$$

$$K_1 = \frac{(1-\alpha)^3 \cdot J_l}{8 \cdot n^2 \cdot J} = \frac{(1-0,32)^3 \cdot 689 \cdot 10^4}{8 \cdot 4^2 \cdot 6,5 \cdot 10^4} = 0,26;$$

$$R_{\Delta 1} = \frac{3 \cdot E_b \cdot J_l}{H^3 \cdot (1 + K + K_1)} = \frac{3 \cdot E_b \cdot 689 \cdot 10^4}{1395^3 \cdot (1 + 0,22 + 0,26)} = 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b.$$

2. Средние колонны: $\alpha = 0,32$;

$$K = 0,32^3 \cdot \left(\frac{907,5 \cdot 10^4}{90 \cdot 10^4} - 1 \right) = 0,298;$$

$$K_1 = \frac{(1-0,32)^3 \cdot 907,5 \cdot 10^4}{8 \cdot 4^2 \cdot 11,25 \cdot 10^4} = 0,198;$$

$$R_{\Delta 2} = \frac{3 \cdot E_b \cdot 907,5 \cdot 10^4}{1395^3 \cdot (1 + 0,298 + 0,198)} = 6,70 \cdot 10^{-3} \cdot E_b.$$

Суммарная реакция

$$r_{11} = \sum R_{\Delta i} = (2 \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} + 6,70 \cdot 10^{-3}) \cdot E_b = 16,98 \cdot 10^{-3} \cdot E_b.$$

2.6.5. Определение усилий от постоянных нагрузок

Моменты, создаваемые постоянными нагрузками F относительно осей надкрановой и подкрановой частей крайней колонны:

$$M_1 = F_{de} \cdot e_{dt} = 556,7 \cdot 0,125 = 69,59 \text{ кНм};$$

$$M_2 = -F_{de} \cdot e_{dt} - F_{pt} \cdot e_{pt} + F_{be} \cdot e_{be} - F_{ct} \cdot e_{ct} = \\ = -556,7 \cdot 0,125 - 200,14 \cdot 0,8 + 120,2 \cdot 0,35 - 83,23 \cdot 0,35 = -216,76 \text{ кНм}.$$

Реакция верхней опоры левой колонны в основной системе:

$$R_1 = - \frac{3 \cdot M \cdot (1 - \alpha^2) + 3 \cdot M_1 \cdot \left(1 + \frac{\kappa}{\alpha} \right)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = \\ = - \frac{-3 \cdot 216,76 \cdot (1 - 0,32^2) + 3 \cdot 69,59 \cdot (1 + 0,22/0,32)}{2 \cdot 13,95 \cdot (1 + 0,22 + 0,26)} = 5,6 \text{ кН}.$$

Реакция правой колонны: $R_3 = -5,6 \text{ кН}$;

Реакция средней колонны: $R_2 = 0$ (загружена центрально);

Суммарная реакция: $R_{1p} = 5,6 + 0 - 5,6 = 0$.

Следовательно, перемещение $\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = 0$.

Упругая реакция левой колонны $R_{e1} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = 5,6 \text{ кН}$.

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{11} = M_1 + R_{e1} \cdot H_1 = 69,59 + 5,6 \cdot 4,5 = 94,79 \text{ кНм};$$

$$M_{22} = M_{11} + M_2 = 94,79 - 216,76 = -121,97 \text{ кНм};$$

$$M_{33} = M_1 + R_{e1} \cdot H + M_2 = 69,59 + 5,6 \cdot 13,95 - 216,76 = -69,05 \text{ кНм}.$$

Продольные силы в сечениях левой колонны:

$$N_{11} = F_{de} + F_{ct} = 556,7 + 35,77 = 591,97 \text{ кН};$$

$$N_{22} = N_{11} + F_{pt} + F_{be} = 591,97 + 200,14 + 120,2 = 912,31 \text{ кН};$$

$$N_{33} = N_{22} + F_{cl} = 912,31 + 85,23 = 997,54 \text{ кН}.$$

2.6.6. Определение усилий от снеговых нагрузок

Левая колонна

$$M_1 = F_{se} \cdot e_{st} = 246,24 \cdot 0,125 = 30,78 \text{ кНм};$$

$$M_2 = F_{se} \cdot e_{sl} = -246,24 \cdot 0,35 = -86,18 \text{ кНм}.$$

$$R_1 = -\frac{-3 \cdot 86,18 \cdot (1 - 0,32^2) + 3 \cdot 30,78 \cdot (1 + 0,22/0,32)}{2 \cdot 13,95 \cdot (1 + 0,22 + 0,26)} = 1,85 \text{ кН}.$$

$$R_3 = -R_1 = -1,85 \text{ кН}; \quad R_2 = 0; \quad R_{1p} = 0; \quad \Delta_1 = 0; \quad R_{e1} = R_1 = 1,85 \text{ кН}.$$

$$M_{11} = 30,78 + 1,85 \cdot 4,5 = 39,105 \text{ кНм};$$

$$M_{22} = 39,105 - 86,18 = -47,075 \text{ кНм};$$

$$M_{33} = 30,78 + 1,85 \cdot 13,95 - 86,18 = -29,59 \text{ кНм}.$$

$$N_{11} = N_{22} = N_{33} = F_{se} = 246,24 \text{ кН}.$$

2.6.7. Определение усилий от крановых нагрузок

1. Загружение крановой нагрузкой $D_{\max}$ левой колонны

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_{bm} = 663,5 \cdot 0,35 = 232,23 \text{ кНм}.$$

Реакция верхней опоры левой колонны в основной системе

$$R_1 = -\frac{3 \cdot M \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = -\frac{3 \cdot 232,23 \cdot (1 - 0,32^2)}{2 \cdot 13,95 \cdot (1 + 0,22 + 0,26)} = -15,145 \text{ кН}.$$

Одновременно на средней колонне действует $D_{\min}$, создавая в узле момент

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_{bm} = -229,25 \cdot 0,75 = -17,94 \text{ кНм}.$$

Реакция верха средней колонны

$$R_2 = -\frac{3 \cdot M \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = -\frac{-3 \cdot 171,94 \cdot (1 - 0,32^2)}{2 \cdot 13,95 \cdot (1 + 0,298 + 0,198)} = 11,093 \text{ кН}.$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = -15,145 + 11,093 = -4,05 \text{ кН.}$$

Перемещение с учетом пространственной работы

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{\text{dim}} \cdot r_{11}} = -\frac{-4,05}{3,4 \cdot 16,98 \cdot 10^{-3} \cdot E_b} = 70,19 \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция левой колонны

$$R_{e1} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -15,145 + 70,19 \frac{1}{E_b} \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b = -14,78 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{11} = -14,78 \cdot 4,5 = -66,51 \text{ кНм;}$$

$$M_{22} = -66,51 + 232,23 = 165,72 \text{ кНм;}$$

$$M_{33} = -14,78 \cdot 13,95 + 232,23 = -26,05 \text{ кНм.}$$

Продольные силы: $N_{11} = 0$; $N_{22} = N_{33} = D_{\text{max}} = 663,4 \text{ кН.}$

Поперечные силы $Q_{11} = Q_{22} = Q_{33} = R_{e1} = -4,052 \text{ кН.}$

2. Загружение крановой нагрузкой D_{max} средней колонны

Момент в узле $M_{\text{max}} = D_{\text{max}} \cdot e_{bm} = -663,5 \cdot 0,75 = -497,63 \text{ кНм.}$

Реакция средней колонны

$$R_1 = -\frac{3 \cdot M \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = -\frac{-3 \cdot 497,63 \cdot (1 - 0,32^2)}{2 \cdot 13,95 \cdot (1 + 0,298 + 0,198)} = 32,105 \text{ кН.}$$

Одновременно на левой колонне действует D_{min} , создавая момент в узле $M_{\text{min}} = 229,25 \cdot 0,35 = 80,24 \text{ кНм.}$

Реакция левой колонны

$$R_1 = -\frac{3 \cdot M \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = -\frac{3 \cdot 80,24 \cdot (1 - 0,32^2)}{2 \cdot 13,95 \cdot (1 + 0,22 + 0,26)} = -5,23 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = 32,105 - 5,23 = 26,875 \text{ кН.}$$

Перемещение

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{\text{dim}} \cdot r_{11}} = -\frac{26,875}{3,4 \cdot 16,98 \cdot 10^{-3} \cdot E_b} = -465,5 \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция левой колонны

$$R_{e1} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -5,23 - 465,5 \frac{1}{E_b} \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b = -7,623 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты:

$$M_{11} = -7,623 \cdot 4,5 = -34,304 \text{ кНм};$$

$$M_{22} = -34,304 + 80,24 = 45,937 \text{ кНм};$$

$$M_{33} = -7,623 \cdot 13,95 + 80,24 = -26,10 \text{ кНм}.$$

Продольные силы: $N_{11} = 0$; $N_{22} = N_{33} = 229,25 \text{ кН}$.

Поперечные силы $Q_{11} = Q_{22} = Q_{33} = R_{e1} = -7,623 \text{ кН}$.

3 Загрузка средней колонны нагрузкой $D_{\max}$ от четырех кранов в одном створе

На левой и правой действует $D_{\min}$, создавая моменты в узле

$$M_{\min} = \pm 80,24 \text{ кНм}$$

Реакция верха левой колонны (см. п. 2):

– правой $R_3 = -R_1 = 5,23 \text{ кН}$,

– средней $R_2 = 0$ (загружено центрально).

Суммарная реакция $R_{1p} = -5,23 + 0 + 5,23 = 0$, следовательно $\Delta_1 = 0$.

Упругая реакция верха левой колонны $R_{e1} = R_1 = -5,23 \text{ кН}$.

Усилия в сечениях левой колонны:

$$M_{11} = -5,23 \cdot 4,5 = -23,535 \text{ кНм};$$

$$M_{22} = -23,535 + 80,24 = 56,705 \text{ кНм};$$

$$M_{33} = -5,23 \cdot 13,95 + 80,24 = -7,28 \text{ кНм};$$

$$N_{11} = 0; \quad N_{22} = N_{33} = 229,25 \text{ кН};$$

$$Q_{11} = Q_{22} = Q_{33} = R_{e1} = -5,23 \text{ кН}.$$

4. Загрузка тормозной силой H_c левой колонны

Реакция левой колонны в основной системе

$$R_1 = -\frac{H_c \cdot (1 - \alpha + \kappa_1)}{1 + \kappa + \kappa_1} = -\frac{26,8 \cdot (1 - 0,32 + 0,26)}{1 + 0,22 + 0,26} = -17,02 \text{ кН}.$$

Суммарная реакция

$$R_{1p} = -17,02 + 0 + 0 = -17,02 \text{ кН}.$$

Перемещение

$$\Delta_1 = -\frac{-17,02}{3,4 \cdot 16,98 \cdot 10^{-3} \cdot E_b} = 294,8 \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция колонны

$$R_{e1} = -17,02 + 294,8 \frac{1}{E_b} \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b = -15,505 \text{ кН.}$$

Усилия в сечениях левой колонны

$$M_{11} = -15,505 \cdot 4,5 + 26,8 \cdot 1,55 = -28,23 \text{ кНм;}$$

$$M_{22} = M_{11} = -28,23 \text{ кНм;}$$

$$M_{33} = -15,505 \cdot 13,95 + 26,8 \cdot 11,0 = 78,505 \text{ кНм;}$$

$$N_{11} = N_{22} = N_{33} = 0;$$

$$Q_{11} = Q_{22} = Q_{33} = R_{e1} + H_c = -15,505 + 26,8 = 11,295 \text{ кН.}$$

5. Загружение тормозной силой H_c средней колонны

Реакция верха средней колонны в основной системе

$$R_2 = - \frac{H_c \cdot (1 - \alpha + \kappa_1)}{1 + \kappa + \kappa_1} = - \frac{26,8 \cdot (1 - 0,32 + 0,198)}{1 + 0,293 + 0,198} = -15,73 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция

$$R_{1p} = 0 - 15,73 + 0 = -15,73 \text{ кН.}$$

Перемещение

$$\Delta_1 = - \frac{-15,73}{3,4 \cdot 16,98 \cdot 10^{-3} \cdot E_b} = 272,47 \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция верха левой колонны

$$R_{e1} = 272,47 \frac{1}{E_b} \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b = 1,4 \text{ кН.}$$

Усилия в левой колонне

$$M_{11} = M_{22} = 1,4 \cdot 4,5 = 6,3 \text{ кНм;}$$

$$M_{33} = 1,4 \cdot 13,95 = 19,53 \text{ кНм;}$$

$$N_{11} = N_{22} = N_{33} = 0;$$

$$Q_{11} = Q_{22} = Q_{33} = 1,4 \text{ кН.}$$

Полученные в п. 4 и 5 величины M и Q в дальнейшем учитываются со знаком $\pm$, т.к. тормозная сила H_c может быть направлена как внутрь, так и наружу пролета.

2.6.8. Определение усилий от ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка слева (рис. 2.8)

Реакция верха левой колонны в основной системе

$$R_1 = - \frac{3 \cdot v \cdot H \cdot [1 + \alpha \cdot \kappa + 1,33 \cdot (1 + \alpha) \cdot \kappa_1]}{8 \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} =$$

$$= -\frac{3 \cdot 1,965 \cdot 13,95 \cdot [1 + 0,32 \cdot 0,22 + 1,33 \cdot (1 + 0,32) \cdot 0,26]}{8 \cdot (1 + 0,22 + 0,26)} = -10,605 \text{ кН.}$$

То же, правой $R_3 = -\left(\frac{1,228}{1,965}\right) \cdot 10,605 = -6,63 \text{ кН.}$

Реакция связи от сосредоточенной силы $W = 5,87 \text{ кН}$ равна

$$R_w = -5,87 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе:

$$R_{1p} = R_w + \sum R_i = -5,87 - 10,605 - 6,63 = -23,105 \text{ кН.}$$

Перемещение:

$$\Delta_1 = -\frac{-23,105}{16,98 \cdot 10^{-3} \cdot E_b} = 1360,72 \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция верха левой колонны:

$$R_{e1} = -10,605 + 1360,72 \frac{1}{E_b} \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b = -3,61 \text{ кН.}$$

Усилия в левой колонне:

$$M_{11} = M_{22} = -3,61 \cdot 4,5 + 1,965 \cdot 4,5^2 / 2 = 3,65 \text{ кНм;}$$

$$M_{33} = -3,61 \cdot 13,95 + 1,965 \cdot 13,95^2 / 2 = 140,84 \text{ кНм;}$$

$$N_{11} = N_{22} = N_{33} = 0;$$

$$Q_{11} = Q_{22} = -3,61 + 1,965 \cdot 4,5 = 5,23 \text{ кН;}$$

$$Q_{33} = -3,61 + 1,965 \cdot 13,95 = 23,80 \text{ кН.}$$

Упругая реакция верха правой колонны:

$$R_{e1} = -6,63 + 1360,72 \frac{1}{E_b} \cdot 5,14 \cdot 10^{-3} \cdot E_b = 0,36 \text{ кН.}$$

Усилия в правой колонне:

$$M_{11} = M_{22} = 0,36 \cdot 4,5 + 1,23 \cdot 4,5^2 / 2 = 14,05 \text{ кНм;}$$

$$M_{33} = 0,36 \cdot 13,95 + 1,23 \cdot 13,95^2 / 2 = 124,5 \text{ кНм;}$$

$$N_{11} = N_{22} = N_{33} = 0,$$

$$Q_{11} = Q_{22} = 0,36 + 1,23 \cdot 4,5 = 5,89 \text{ кН;}$$

$$Q_{33} = 0,36 + 1,23 \cdot 13,95 = 17,49 \text{ кН.}$$

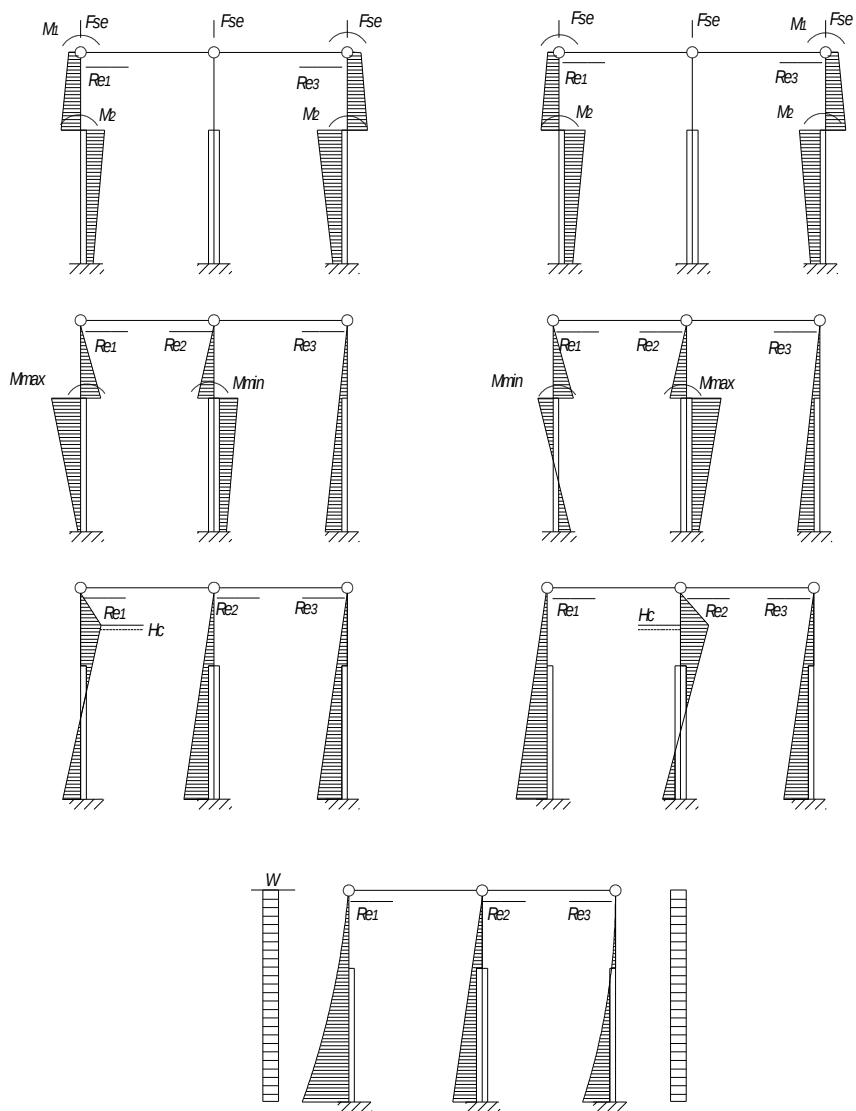


Рис. 2.8. К определению усилий в колоннах

Ветровая нагрузка справа

При изменении направления ветровой нагрузки, усилия в стойках рамы будут обратно симметричны.

Левая колонна:

$$M_{11} = M_{22} = -14,05 \text{ кНм};$$

$$M_{33} = -124,5 \text{ кНм};$$

$$N_{11} = N_{22} = N_{33} = 0;$$

$$Q_{11} = Q_{22} = -5,89 \text{ кН}; \quad Q_{33} = -17,49 \text{ кН}.$$

2.6.9. Составление таблицы расчетных усилий

Таблицу расчетных усилий M , N и Q в сечениях колонн составляем согласно выполненному расчету, при этом усилиями в левой стойке от крановой нагрузки в правом пролете пренебрегаем (табл. 2.2). Рассматриваются три сечения колонны: 1-1 – на уровне верха консоли; 2-2 – на уровне низа консоли; 3-3 – на уровне заделки колонны в фундамент (рис. 2.9).

В каждом сечении определяем три комбинации усилий:

$M_{\max}$ и соответствующие N и Q ;

$M_{\min}$ и соответствующие N и Q ;

$N_{\max}$ и соответствующие M и Q .

Согласно СНиП [1, 2] в таблице выделены два варианта основного сочетания нагрузок, отвечающих различным значениям коэффициента условий работы бетона γ_{b2} .

Вариант 1 – постоянная плюс две или более временных нагрузок с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,9$; при расчете колонны на усилия, соответствующие этому варианту, коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1,1$;

Вариант 2 – постоянная + снеговая при коэффициенте сочетаний $\gamma_i = 1$; коэффициент условий работы бетона принимается $\gamma_{b2} < 1$.

При составлении варианта 1 сочетаний нагрузок рассматриваются только физически возможные варианты одновременного действия различных нагрузок, дающие наиболее неблагоприятные комбинации. При этом надо иметь ввиду, что усилия от горизонтальных сил H_c поперечного торможения входят в сочетания только совместно с усилиями от вертикального давления мостовых кранов.

Загружение средней колонны четырьмя кранами предусматривается для получения $N_{\max}$ в подкрановой части колонны; при этом усилия от поперечного торможения кранов принимаются только от двух кранов, расположенных в одном пролете или створе.

Таблица 2.2

Комбинация нагрузок и расчетные усилия в сечениях колонн

Нагрузка	номер загрузки	напря- жения	коэф- фици- ент	Сочета- ния	Сечения крайней колонны									
					1-1		2-2				3-3			
Постоянная	1	1	1		94,79	591,97	-121,97	912,31	5,6	-69,05	997,54	5,6		
	2	1			39,105	246,24	-47,075	246,24	1,85	-29,59	246,24	1,85		
Снеговая	3	0,9			35,19	221,62	-42,37	221,62	1,67	-26,63	221,62	1,67		
	4	1			-66,51	0	165,72	663,5	-14,78	26,05	663,5	-14,78		
Крановая Dmax на левой колонне	5	0,9			-59,86	0	149,15	597,15	-13,30	23,45	597,15	-13,30		
Крановая Dmax на средней колонне	6	1			-34,304	0	45,973	229,25	-7,623	-26,1	229,25	-7,623		
	7	0,9			-30,87	0	41,38	206,33	-6,86	-23,49	206,33	-6,86		
Крановая Dmax от 4-х кранов на средней колонне	8	1			-23,535	0	56,705	229,25	-5,23	-7,28	229,25	-5,23		
	9	0,9			-21,18	0	51,03	206,33	-4,71	-6,55	206,33	-4,71		
Крановая Hc на левой колонне	10	1			±28,23	0	±28,23	0	±11,295	±78,505	0	±11,295		
	11	0,9			±25,41	0	±25,41	0	±10,17	±70,65	0	±10,17		
Крановая Hc на средней колонне	12	1			±6,3	0	±6,3	0	±1,4	±19,53	0	±1,4		
	13	0,9			±5,67	0	±5,67	0	±1,26	±17,58	0	±1,26		
Ветровая слева	14	1			3,65	0	3,65	0	5,23	140,84	0	23,8		
	15	0,9			3,29	0	3,29	0	4,71	126,76	0	21,42		
Ветровая справа	16	1			-14,05	0	-14,05	0	-5,89	-124,25	0	-17,491		
	17	0,9			-12,65	0	-12,65	0	-5,30	-111,83	0	-15,74		
Вариант 1-й	Mmax				1,3,15	1,5,11,15				1,5,11,15				
					133,27	813,59	55,87	1509,46	7,18	151,80	1203,87	32,48		
					1,5,11,17		1,3,17				1,3,5,11,17			
					-3,12	591,97	-176,98	1133,93	1,96	-254,71	1425,48	-25,51		
Вариант 2-й	Mmin				1,3,15	1,3,5,11,17				1,3,5,11,17				
					133,27	813,59	-53,24	1731,08	-11,50	-254,71	1816,31	-31,95		
					1+2		1+2				1+2			
					133,895	838,21	-169,045	1158,55	7,45	-98,64	1243,78	7,45		

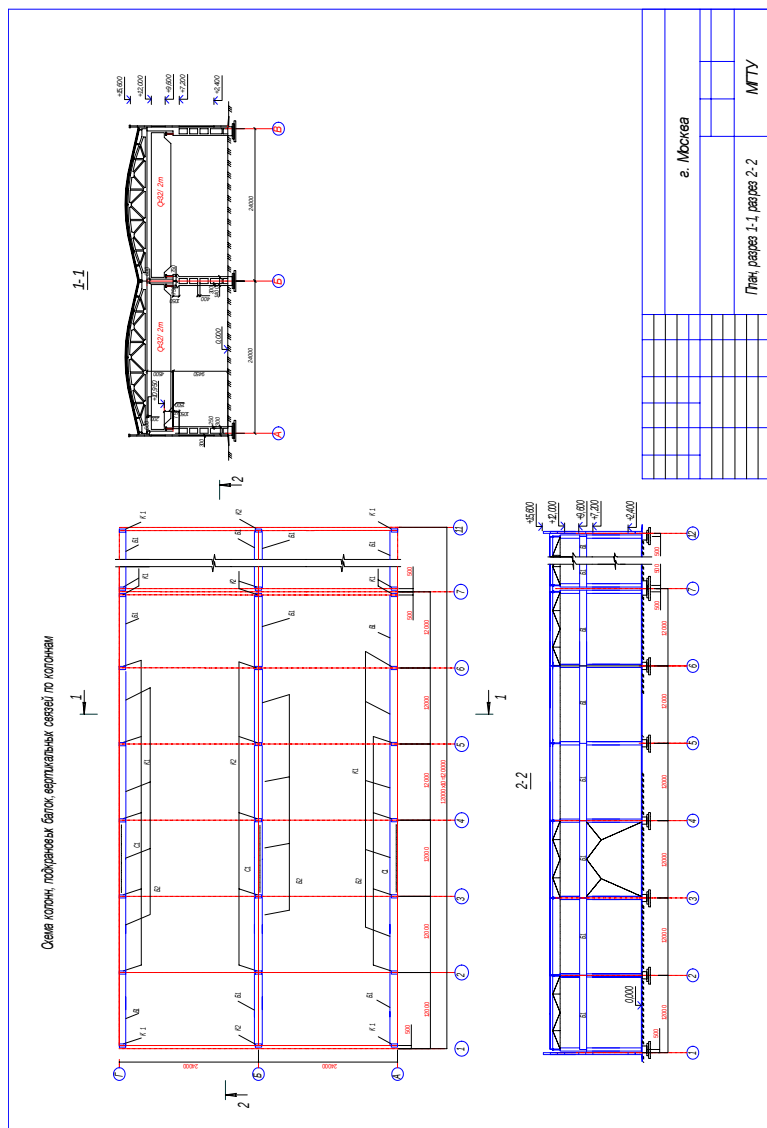


Рис. 2.9. Пример выполнения графической части (План, разрез 1-1, разрез 2-2)

Глава 3. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

3.1. Общие положения по конструированию и расчету

Сборные типовые железобетонные колонны, являющиеся стойками поперечных рам, применяют при высоте здания $H \leq 18$ м, шаге колонн $B \leq 12$ м и грузоподъемности кранов $Q \leq 50$ т. Их выполняют сплошного прямоугольного сечения, а также двухветвевыми (см. рис. 2.2). Экономически целесообразными являются также колонны двутаврового и коробчатого сечения.

Колонны изготавливают из бетона классов В 15–В 30 с рабочей арматурой класса А400 $d \geq 16$ мм и поперечной класса А240. Конструирование их выполняют в соответствии с требованиями, указанными в [5,15].

По характеру действующих усилий колонны поперечной рамы относятся к внецентренно сжатым элементам, особенностью расчета которых является учет влияния прогиба элемента на увеличение начального эксцентриситета продольной силы при гибкости $l_0/i \geq 14$ (для прямоугольных сечений – при $l_0/h \geq 4$). Влияние прогиба элемента допускается учитывать умножением начального эксцентриситета сжимающей силы e_0 на коэффициент $\eta \geq 1$, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}},$$

где N – расчетная продольная сила; N_{cr} – условная критическая сила по [5, п. 3.54].

При гибкости $l_0/i < 14$ ($l_0/h < 4$) коэффициент $\eta = 1$.

Необходимо также учитывать случайный эксцентриситет, принимаемый большим из трех значений:

$$e_{a1} \geq l_0/600; e_{a2} \geq h/30; e_{a3} \geq 10 \text{ мм.}$$

Для колонн, являющихся элементами статически неопределимых систем, эксцентриситет принимается равным проектному $e_0 = M/N$ но не менее случайного e_a . Расчетную длину l_0 сборных колонн принимают по [5, табл. 23].

Влияние длительности действия нагрузок на прочность бетона учитывается коэффициентом условий работы γ_{b2} равным 0,9 при действии всех нагрузок без учета крановых и ветровых, и равным 1,1 при учете крановых и ветровых нагрузок [5, п.3.1].

Площадь сечения рабочей продольной арматуры определяют из расчета по [5, п.3.62–3.66] путем последовательных приближений. Как правило, наименьший расход арматурной стали получают при несимметричном армировании. Однако при близких по величине моментах разных знаков, отличающихся по абсолютной величине менее чем на 20%, целесообразно

подбирать симметричную арматуру. Минимальную конструктивную симметричную арматуру принимают так же тогда, когда по расчету она не требуется. Во всех случаях коэффициент продольного армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \text{ должен быть не меньше } \mu_{\min} \text{ принимаемого по [5, табл.47].}$$

Приведенный ниже в п. 3.2 пример расчета двухветвевой колонны является продолжением расчета поперечной рамы одноэтажного промышленного здания, изложенного в главе 2.

3.2. Расчет двухветвевой колонны ряда А

3.2.1. Данные для проектирования

Бетон колонны класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $E_b = 27500$ МПа).

Продольная рабочая арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $E_s = 21000$ МПа).

Поперечная арматура класса А240 ($R_s = R_{sc} = 215$ МПа; $E_s = 21000$ МПа).

Геометрические размеры колонны и усилия M , N , Q в ее сечении установлены в главе 2.

3.2.2. Расчет надкрановой части колонны

Размеры прямоугольного сечения $b = 500$ мм; $h = 600$ мм толщину защитного слоя для продольной арматуры принимаем $a = a' = 40$ мм, тогда рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 600 - 40 = 560$ мм. Высота надкрановой части колонны $H_2 = 4,5$ м, подкрановой $H_1 = 8,45$ м (рис. 3.1), табл. 3.1.

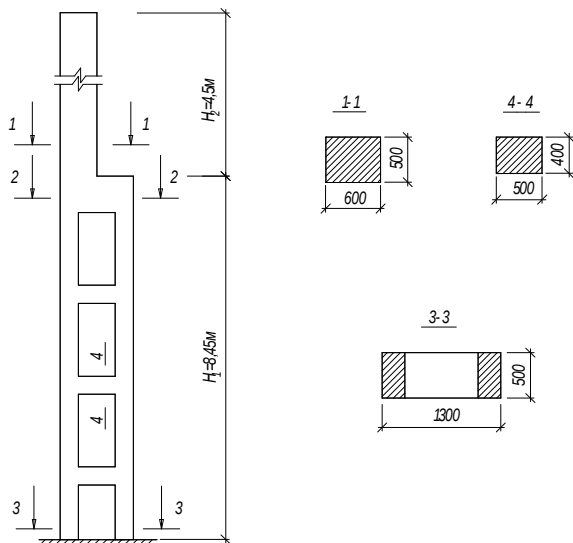


Рис. 3.1. Геометрические размеры двухветвевой колонны

Таблица 3.1

Комбинации усилий для надкрановой части колонны

Вид усилия	Величина усилия в комбинации		
	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$
M , кНм	133,27	-3,12	133,27
N , кН	813,59	591,97	813,59
e_0 , м	0,164	0,005	0,164

Усилия от всех нагрузок без учета крановых и ветровых (см. табл. 2.2, вариант 2).

$$M' = 133,9 \text{ кНм}; \quad N' = 838,21 \text{ кН}.$$

Усилия от продолжительно действующих (постоянных) нагрузок

$$M_l = 94,79 \text{ кНм}; \quad N_l = 591,97 \text{ кН}.$$

Порядок подбора арматуры покажем для комбинации $M_{\max}$.

Расчет в плоскости изгиба. Расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба по [5, табл. 23]:

$$\text{– при учете крановых нагрузок } l_0 = \psi \cdot H_1 = 2 \cdot 4,5 = 9,0 \text{ м};$$

$$\text{– без учета крановых нагрузок } l_0 = 2,5 \cdot H_1 = 2,5 \cdot 4,5 = 11,25 \text{ м}.$$

Так как минимальная гибкость в плоскости изгиба $l_0/h = 9,0/0,6 = 15 > 4$, необходимо учитывать влияние прогиба колонны на ее несущую способность.

Устанавливаем значение коэффициента условий работы бетона γ_{b2} , для чего находим моменты внешних сил относительно центра тяжести растянутой (менее сжатой) арматуры с учетом и без учета крановых и ветровых нагрузок:

$$M_{II} = M + N \cdot (0,5h - a) = 133,27 + 813,59 \cdot (0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 344,8 \text{ кНм};$$

$$M_I = M' + N' \cdot (0,5h - a) = 433,9 + 838,21 \cdot (0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 351,83 \text{ кНм}.$$

Здесь знак момента от продольной силы определяется знаком момента M с учетом крановых и ветровых нагрузок.

Так как $|M_I| = 351,83 \text{ кНм} < 0,82|M_{II}| = 0,82 \cdot 344,8 = 282,7 \text{ кНм}$, то в расчетное сопротивление бетона R_b и R_{bt} вводится коэффициент

$$\gamma_{bt} = 0,9 \cdot \frac{M_{II}}{M_I} \leq 1,1 \text{ (согласно [5, п. 3.1])},$$

$$\gamma_{bt} = 0,9 \cdot \frac{344,8}{351,83} = 0,88.$$

Тогда расчетные сопротивления бетона $R_b = 0,88 \cdot 11,5 = 10,14 \text{ МПа}$;

$$R_{bt} = 0,88 \cdot 0,9 = 0,792 \text{ МПа.}$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_{a1} \geq l_0/600 = 11,25/600 = 0,0187 \text{ м;}$$

$$e_{a2} \geq h/30 = 0,6/30 = 0,02 \text{ м;}$$

$$e_{a3} \geq 0,01 \text{ м.}$$

Окончательно принимаем $e_{a3} = 0,02 \text{ м.}$

Проектный эксцентриситет $e_0 = |M|/N = 133,27/813,59 = 0,164 \text{ м} > e_{a1} = 0,02 \text{ м}$, следовательно, случайный эксцентриситет не учитываем.

Находим условную критическую силу N_{cr} и коэффициент увеличения начального эксцентриситета η .

1. $\delta_e = e_0/h = 164/600 = 0,273 > \delta_{e,\min} = 0,15$ (по [4]), поэтому принимаем $\delta_e = 0,273$.

2. Так как $M_1 - M_l = 133,27 - 94,79 = 38,48 \text{ кНм} < M_l = 94,79 \text{ кНм}$, то моменты M и M_l одного знака,

$$\text{тогда } \varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1l}}{M_{II}} = 1 + 1,0 \cdot \frac{248,7}{344,8} = 1,721,$$

где $M_{1l} = M_l + N_l \cdot (0,5 \cdot h - a)$;

$$M_{1l} = 94,79 + 591,97 \cdot (0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 248,7 \text{ кНм;}$$

$$\beta = 1,0 - \text{для тяжелого бетона [5, табл. 16].}$$

В случае если моменты M_{1l} и M_{II} имеют разные знаки и выполняется условие $|e_0| > 0,1 \cdot h$, φ_l принимаем равным 1. Если данное условие не удовлетворяется, значение φ_l вычисляется по формуле

$\varphi_l = \varphi_{1l} + 10(1 - \varphi_{1l}) \cdot \frac{e_0}{h}$, где $\varphi_{1l} = 1 + \beta \frac{M_l}{M}$, принимая M равным произведению продольной силы N на расстояние от центра тяжести сечения до соответствующей грани сечения.

При расчете железобетонных элементов, имеющих несмещаемые опоры, значения коэффициента η вычисляются для сечения в средней трети длины элемента по формуле $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$, а для сечений в пределах крайних

третей длины элемента – путем линейной интерполяции, принимая в опорных сечениях значения η равными 1.

Поскольку площадь арматуры надкрановой части колонны неизвестна (ее определение – цель настоящего расчета), зададимся количеством арматуры исходя из минимального процента армирования.

$$\text{При гибкости } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{11,25}{0,17} = 66,2;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} = 0,17.$$

3. В первом приближении минимальный процент армирования принимаем $\mu = \mu_{\min} = 0,002$.

$$\text{Тогда } \mu \cdot \alpha = 2 \cdot \mu_{\min} \frac{E_s}{E_b} = 2 \cdot 0,002 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 0,035.$$

4. Жесткость железобетонного элемента прямоугольного сечения при симметричном армировании

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\phi_1 (0,3 - \delta_e)} + 0,175 \mu_s \alpha_s \left(\frac{h_0 - a'}{h_2} \right) \right];$$

$$D = 2,4 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,6^3 \left[\frac{0,0125}{1,721 \cdot (0,3 + 0,273)} + 0,175 \cdot 0,035 \cdot \left(\frac{0,56 - 0,04}{0,6} \right)^2 \right] = 4,48 \cdot 10^4.$$

$$5. \text{Значение критической силы } N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,48 \cdot 10^4}{11,25^2} = 3490,055 \text{ кН.}$$

$$N = 813,59 \text{ кН} < N_{cr} = 3490,055 \text{ кН} - \text{условие выполнено.}$$

6. Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{813,59}{3490,055}} = 1,304.$$

Расчетный момент с учётом прогиба $M_1 = M \cdot \eta = 133,27 \cdot 1,304 = 173,78 \text{ кНм}$ (знак «-» при вычислении момента не учитывается).

Определим требуемую площадь сечения симметричной арматуры по формулам [5, п. 3.61, см. формулы].

1. Высота сжатой зоны

$$x = \frac{N_1}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b_2} = \frac{813,59 \cdot 10^3}{1 \cdot 10,14 \cdot 10^6 \cdot 0,5} = 0,1608 \text{ м.}$$

$$2. \text{Относительная высота сжатой зоны } \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,1608}{0,56} = 0,287.$$

3. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531.$$

$\xi = 0,287 < \xi_R = 0,531$ – следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия – случай «больших» эксцентриситетов.

$$4. \alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a')/2}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{173,78 + 173,78 \cdot (0,56 - 0,04)/2}{1 \cdot 10,14 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,56^2} = 0,243.$$

$$5. \delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0,04}{0,56} = 0,071;$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta};$$

$$A_s = A'_s = \frac{1 \cdot 10,14 \cdot 0,5 \cdot 0,56}{355} \cdot \frac{0,243 - 0,287 \cdot \left(1 - \frac{0,287}{2}\right)}{1 - 0,071} < 0,$$

т.е. рабочая арматура по расчету не требуется.

Армируем сечение верхней части колонны конструктивно, исходя из минимального процента армирования.

$$A_{s,min} = A'_{s,min} = \mu_{min} \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 56 = 5,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3φ16 А400 с $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$, что больше $A_{s,min} = 5,6 \text{ см}^2$ и соответствует минимально допустимому диаметру продольной рабочей арматуры φ16. Количество стержней выбирается с тем расчетом, чтобы наибольшее расстояние между ними по ширине колонны не превышало 400 мм.

В случае если при расчёте получится $A_s > 0$ и процент армирования превосходит принятый при определении N_{cr} следует скорректировать значение μ , повторить расчет и по сортаменту подобрать необходимое количество (диаметр) арматуры.

Поперечная арматура принята класса А240 φ6 мм (из условия свариваемости (прил. 12) с продольной рабочей арматурой φ16 мм). Шаг поперечных стержней $S = 200$ мм (кратно 50 мм), что удовлетворяет требованиям норм $S \leq 500$ мм и $S \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 16 = 240$ мм.

Расчет из плоскости изгиба. Проверим необходимость расчета надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

$$i' = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см};$$

$$l'_0 = \psi \cdot H_2 = 1,5 \cdot 4,5 = 6,75 \text{ м} = 675 \text{ см},$$

где $\psi = 1,5$ [5, табл.23];

$$\lambda' = \frac{l'_0}{i'} = \frac{675}{14,43} = 46,8.$$

Так как $\lambda' = 46,8 < \lambda = 64,95$ – расчет из плоскости рамы не производится.

3.2.3. Расчет подкрановой части колонны

Геометрические характеристики подкрановой части колонны:

$$H_1 = H_H = 8,45 \text{ м}; \quad h_1 = h_H = 1,3 \text{ м}; \quad b_1 = b_K = 0,5 \text{ м}.$$

Размер сечения ветви:

$$h_c = 0,25 \text{ м}; b_c = b_1 = 0,5 \text{ м}; h_{c0} = 0,25 - 0,04 = 0,21 \text{ м}.$$

Расстояние между осями ветвей

$$c = h_1 - h_c = 1,3 - 0,25 = 1,05.$$

Количество панелей, в соответствии с рис. 3.1, $n = 3$ (под панелью понимается часть колонны между осями двух смежных распорок).

Среднее расстояние между осями распорок

$$\bar{S} = \frac{H_1}{n} = \frac{8,45}{3} = 2,82 \text{ м}.$$

Высота сечения распорки $h_b = 0,4 \text{ м}$.

Рассматриваем сечение 3-3 на уровне обреза фундамента. Комбинации расчетных усилий приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Комбинации усилий для подкрановой части колонны

Вид усилия	Величина усилия в комбинациях					
	Сечение 2-2			Сечение 3-3		
	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$
Номер сочетания усилий	1	2	3	4	5	6
M , кНм	55,87	-176,98	-53,24	151,8	-254,71	-254,71
M_b , кНм	121,97	-121,97	-121,97	-69,05	-69,05	-69,05
N , кН	1509,46	1133,93	1731,08	1203,87	1425,48	1816,31
N_b , кН	912,31	912,31	912,31	997,54	997,54	997,54
Q , кН	7,18	1,96	-11,50	32,48	-25,51	-31,95

Расчет в плоскости изгиба

а) Для сочетания усилий №6:

$$M_6 = -254,71 \text{ кНм}; N_6 = 1816,31 \text{ кН}; Q_6 = -31,95 \text{ кН}.$$

$$e_0 = \frac{M_6}{N_6} = \frac{254,71}{1816,31} = 0,14 \quad (\text{знак «-» при вычислении эксцентриситета не учитываем});$$

$l_0 = \psi \cdot H_1 = 1,5 \cdot 8,45 = 12,67 \text{ м}$, где $\psi = 1,5$, т.к. крановая нагрузка в данном сочетании присутствует (при отсутствии крановой нагрузки в расчетном сочетании $\psi = 1,5$ для однопролетного здания и $\psi = 1,2$ при числе пролетов ≥ 2).

Приведенный момент инерции сечения

$$i_{red} = \left[\frac{c^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3c^2}{\psi^2 \cdot n^2 \cdot h_c^2} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{1,05^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 1,05^2}{1,5^2 \cdot 3^2 \cdot 0,25^2} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} = 0,276 \text{ м}.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{12,67}{0,276} = 45,87 > 14 \quad - \text{ в величине эксцентриситета необходимо}$$

учесть прогиб элемента.

$$I = 2 \left[\frac{b_c h_c^3}{12} + b_c \cdot h_c \cdot \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{0,5 \cdot 0,25^3}{12} + 0,5 \cdot 0,25 \cdot \frac{1,05^2}{4} \right] = 0,0702 \text{ м}^4.$$

Усилия от всех нагрузок без учета крановых и ветровых

$$M' = -98,64 \text{ кНм}; \quad N' = 1243,78 \text{ кН}.$$

Усилия от продолжительно действующих (постоянных) нагрузок

$$M_l = -69,05 \text{ кНм}; \quad N_l = 997,54 \text{ кН}.$$

Находим соотношение моментов:

$$M_{II} = M + N \cdot (0,5 \cdot h - a) = -254,71 + 1816,13 \cdot (0,5 \cdot 1,3 - 0,04) = 853,24 \text{ кНм};$$

$$M_I = M' + N' \cdot (0,5h - a) = -98,64 + 1243,78 \cdot (0,5 \cdot 1,3 - 0,04) = 660,07 \text{ кНм}.$$

Так как $|M_I| = 660,07 \text{ кНм} < 0,82 \cdot |M_{II}| = 0,82 \cdot 853,24 = 699,66 \text{ кНм}$, то расчет ведется при коэффициенте $\gamma_{e2} = 1,1$. Тогда расчетное сопротивление бетона $R_b = 1,1 \cdot 11,5 = 12,65 \text{ МПа}$ и $R_{bt} = 1,1 \cdot 0,9 = 0,99 \text{ МПа}$.

Определяем усилия в ветвях колонны (поперечная сила в сечении 3-3 для сочетания №6 (см. табл. 3.2) $Q = -31,95 \text{ кН}$):

$$N_{b1} = \frac{N_6}{2} + \frac{M_6 \cdot \eta}{c} = \frac{1816,31}{2} + \frac{254,71 \cdot 1}{1,05} = 1150,741 \text{ кН} \quad - \text{ ветвь сжата};$$

$$N_{b2} = \frac{N_6}{2} - \frac{M_6 \cdot \eta}{c} = \frac{1816,31}{2} - \frac{254,71 \cdot 1}{1,05} = 665,57 \text{ кН} \quad - \text{ ветвь сжата}.$$

Здесь коэффициент $\eta = 1$, т.к. в опорном сечении колонны эксцентриситет продольной силы не зависит от прогиба колонны.

$$M_b = \frac{Q_6 \cdot \bar{S}}{4} = \frac{31,95 \cdot 2,82}{4} = 22,52 \text{ кНм};$$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{b1}} = \frac{22,52}{1150,74} = 0,0196 \text{ м} = 1,96 \text{ см}.$$

Случайный эксцентриситет продольной силы e_a принимаем наибольшим из следующих значений:

$$e_a \geq \frac{\bar{S}}{600} = \frac{282}{600} = 0,47 \text{ см};$$

$$e_a \geq \frac{h_c}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ см};$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}.$$

Поскольку эксцентриситет $e_0 = 1,96 \text{ см} > e_{a,\max} = 1 \text{ см}$, в дальнейших расчетах используем $e_0 = 1,96 \text{ см}$, тогда $e = e_0 + \frac{h_{c0} - a}{2} = 0,0196 + \frac{0,21 - 0,04}{2} = 0,105 \text{ м}$.

Таким образом, для сочетания усилий №6, на одну ветвь получено

$$N_{b1} = 1150,74 \text{ кН}; \quad e = 0,105 \text{ м}.$$

б) Для сочетания усилий №4:

$$M_6 = 151,8 \text{ кНм}; \quad N_6 = 1203,87 \text{ кН}; \quad Q_6 = 32,48 \text{ кН}.$$

$$e_0 = \frac{M_4}{N_4} = \frac{151,8}{1203,87} = 0,126.$$

$$l_0 = 12,67 \text{ м}; \quad \lambda_{red} = 45,87 > 14; \quad I = 0,0702 \text{ м}^4 \quad (\text{см. по сочетанию усилия №6}).$$

Усилия от всех нагрузок без учета крановых и ветровых:

$$M' = -98,64 \text{ кНм}; \quad N' = 1243,78 \text{ кН};$$

Усилия от продолжительно действующих (постоянных) нагрузок

$$M_I = -69,05 \text{ кНм}; \quad N_I = 997,54 \text{ кН}.$$

Находим соотношение моментов:

$$M_{II} = M + N \cdot (0,5 \cdot h - a) = -151,8 + 1203,87 \cdot (0,5 \cdot 1,3 - 0,04) = 886,16 \text{ кНм};$$

$$M_I = M' + N' \cdot (0,5h - a) = -98,64 + 1243,78 \cdot (0,5 \cdot 1,3 - 0,04) = 660,07 \text{ кНм}.$$

Так как $|M_I| = 660,07 \text{ кНм} < 0,82 \cdot |M_{II}| = 0,82 \cdot 886,16 = 726,65 \text{ кНм}$, то расчет ведется при коэффициенте $\gamma_{a2} = 1,1$. Тогда расчетное сопротивление бетона $R_b = 1,1 \cdot 11,5 = 12,65 \text{ МПа}$ и $R_{bt} = 1,1 \cdot 0,9 = 0,99 \text{ МПа}$.

Определяем усилия в ветвях колонны (поперечная сила в сечении 3-3 для сочетания №4 (см. табл. 3.2) $Q = 32,48 \text{ кН}$):

$$N_{b1} = \frac{N_4}{2} + \frac{M_4 \cdot \eta}{c} = \frac{1203,87}{2} + \frac{151,8 \cdot 1}{1,05} = 746,51 \text{ кН} - \text{ветвь сжата};$$

$$N_{b2} = \frac{N_4}{2} - \frac{M_4 \cdot \eta}{c} = \frac{1203,87}{2} - \frac{151,8 \cdot 1}{1,05} = 457,36 \text{ кН} - \text{ветвь сжата}.$$

Здесь коэффициент $\eta = 1$, т.к. в опорном сечении колонны эксцентриситет продольной силы не зависит от прогиба колонны.

$$M_b = \frac{Q_4 \cdot \bar{S}}{4} = \frac{32,48 \cdot 2,82}{4} = 22,9 \text{ кНм};$$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{b1}} = \frac{22,9}{748,51} = 0,0307 \text{ м} = 3,07 \text{ см}.$$

Случайный эксцентриситет продольной силы e_a принимаем наибольшим из следующих значений:

$$e_a \geq \frac{\bar{S}}{600} = \frac{282}{600} = 0,47 \text{ см};$$

$$e_a \geq \frac{h_c}{30} = \frac{25}{30} = 0,833 \text{ см};$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}.$$

Поскольку эксцентриситет $e_0 = 3,07 \text{ см} > e_{a, \max} = 1 \text{ см}$, в дальнейших расчетах используем $e_0 = 3,07 \text{ см}$, тогда

$$e = e_0 + \frac{h_{c0} - a}{2} = 0,0307 + \frac{0,21 - 0,04}{2} = 0,116 \text{ м}.$$

Таким образом, для сочетания усилий №4, на одну ветвь получено

$$N_{b1} = 746,51 \text{ кН}; \quad e = 0,116 \text{ м}.$$

Сравнение основных параметров, при прочих равных условиях, определяющих необходимое для обеспечения прочности сечения колонны количество арматуры (N_{b1} и e), показывает невозможность однозначного выбора какого-либо из рассмотренных сочетаний (№6 и №4) в качестве наиболее неблагоприятного. Поэтому и при подборе арматуры в ветвях подкрановой части колонны необходимо учитывать оба сочетания.

Сочетание №6

$$\alpha_n = \frac{N_{b1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_2 \cdot h_{c0}} = \frac{1150,74 \cdot 10^3}{1 \cdot 12,65 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,21} = 0,866 > \xi_R = 0,531.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531;$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{0,866 + 0,531}{2} = 0,699 < 1, \text{ т.е. дальнейший расчет выполняем}$$

при $\xi_1 = 0,699$ (при $\xi_1 > 1,0$, для расчетов следует принять $\xi_1 = 1,0$).

$$\alpha_{m1} = \frac{M_b + N_{b1}(h_{c0} - a')/2}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{c0}^2} = \frac{22,52 + 1150,74(0,21 - 0,04)/2}{1,0 \cdot 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,21^2} = 0,431;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_{c0}} = \frac{4,0}{21,0} = 0,19;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,431 - 0,699 \cdot (1 - 0,699/2)}{1 - 0,19} = -0,03 < 0.$$

В случае $\alpha_s < 0$, рабочая арматура по расчету не требуется, сечение следует армировать по конструктивным соображениям, исходя из минимального процента армирования, но не менее чем диаметром 16 мм.

Принимаем конструктивно арматуру 3φ16 ($A_s = 6,03 \text{ см}^2$). Пересчет не требуется.

Если процент армирования $\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h}$ значительно превосходит коэффициент армирования, принятый в расчете, то требуется пересчет с новым μ .

В случае $A_s = A'_s > 0$ и процент армирования $\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h}$ значительно превосходит принятый при определении величины N_{cr} , следует скорректировать значение μ и повторить расчет.

Сочетание №4

$$\alpha_n = \frac{N_{b1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_2 \cdot h_{c0}} = \frac{746,51 \cdot 10^3}{1 \cdot 12,65 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,21} = 0,562 > \xi_R = 0,531.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531;$$

$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{0,562 + 0,531}{2} = 0,546 < 1$, т.е. дальнейший расчет выполняем при $\xi_1 = 0,546$ (при $\xi_1 > 1,0$, для расчета следует принять $\xi_1 = 1,0$).

$$\alpha_{m1} = \frac{M_b + N_{b1}(h_{c0} - a')/2}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{c0}^2} = \frac{22,9 + 746,51(0,21 - 0,04)/2}{1,0 \cdot 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,21^2} = 0,31;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_{c0}} = \frac{4,0}{21,0} = 0,19;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,31 - 0,546 \cdot (1 - 0,546/2)}{1 - 0,19} = -0,12 < 0.$$

Принимаем конструктивно рабочую арматуру 3φ16 ($A_s = 6,03 \text{ см}^2$).

В случае если $\alpha_s > 0$, вычисляем относительную высоту сжатой зоны ξ и требуемую площадь арматуры $A_s = A'_s$ по формулам:

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s};$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_c \cdot h_{c0}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta}.$$

Рассчитываем процент армирования по формуле $\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0}$ и сравниваем его с принятым.

Фактическое армирование подбирается по сортаменту по большему из значений $A_s^{проб}$, полученному из расчета по двум сочетаниям. При этом должно выполняться условие по минимальному проценту армирования и минимальному диаметру ($\phi 16$ мм) рабочей арматуры.

В данном случае требуемое количество арматуры $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$. Принимаем $3\phi 16 \text{ A400}$ с $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$.

Поперечная арматура принята класса $A240$ $\phi 6$ мм (из условия сварки с продольной рабочей арматурой $\phi 16$ мм). Шаг поперечных стержней $S = 250$ мм, что удовлетворяет требованиям норм $S \leq 500$ мм и $S \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300$ мм.

Расчет из плоскости изгиба

Проверим необходимость расчета подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

При расчете из плоскости рамы при наличии вертикальных связей между колоннами $\psi = 0,8$.

$$l'_0 = \psi \cdot H_1 = 0,8 \cdot 8,45 = 6,76 \text{ м};$$

$$i = \sqrt{\frac{b_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см};$$

$$\lambda' = \frac{i'_0}{i'} = \frac{6,76}{0,1443} = 46,85 > \lambda_{red} = 45,87, \text{ следовательно, требуется расчет}$$

прочности подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

В противном случае, если $\lambda' = \frac{i'_0}{i'} < \lambda_{red}$, то расчет не требуется.

Расчет производим на наихудшее сочетание №6 при $M' = 0$ кНм.

$$M' = 0 \text{ кНм}; N_6 = 1816,31 \text{ кН}; N_{6l} = 997,54 \text{ кН}.$$

Случайный эксцентриситет $e_a \geq \frac{H_1}{600} = \frac{845}{600} = 1,41 \text{ см} > 1 \text{ см}$. Так как расчет производится из плоскости рамы, т.е. из плоскости действия внешней нагрузки, изменяются функции рассматриваемого сечения (3-3):

$$b_c = b_1 = 0,5 \text{ м} - \text{высота сечения};$$

$$2h_c = 2 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ м} - \text{ширина сечения}.$$

$$\text{Рабочая высота сечения } h_{ob} = b_1 - a = 0,5 - 0,04 = 0,46 \text{ м}.$$

$$M'_{6l} = 0 + N_{6l} \left(e_a + \frac{h_{ob} - a'}{2} \right) = 0 + 997,54 \left(0,0157 + \frac{0,46 - 0,04}{2} \right) = 225,14 \text{ кНм};$$

$$M'_{61} = 0 + N_6 \left(e_a + \frac{h_{ob} - a'}{2} \right) = 0 + 1816,31 \left(0,0157 + \frac{0,46 - 0,04}{2} \right) = 409,94 \text{ кНм}.$$

$$\varphi_e = 1 + 1 \cdot \frac{225,14}{409,94} = 1,55;$$

$$\delta_e = \frac{e_a}{b_1} = \frac{0,0157}{0,5} = 0,0314 < \delta_{e,\min} = 0,15.$$

Принимаем $\delta_{e,\min} = 0,15$; $\overline{A_s}(4\varphi 16) = 8,04 \text{ см}^2$.

Моменты инерции арматуры и бетонного сечения

$$I_s = 2 \cdot \overline{A_s} (0,5b_1 - a')^2 = 2 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot (0,5 \cdot 0,5 - 0,04)^2 = 0,0000709 \text{ м}^4;$$

$$I = 2 \cdot \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = 2 \cdot \frac{0,25 \cdot 0,5^3}{12} = 0,00521 \text{ м}^4.$$

Жесткость железобетонного элемента

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot I}{\phi_e (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s;$$

$$D = \frac{0,15 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,00521}{1,55 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,0000709 = 3,73 \cdot 10^4 \text{ кНм}^2.$$

$$\text{Тогда } N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 3,73 \cdot 10^4}{6,76^2} = 8047,75 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1816,31}{8047,75}} = 1,291;$$

$$e' = \eta \cdot e_a + \frac{h_{0b} - a}{2} = 1,291 \cdot 0,0157 + \frac{0,46 - 0,04}{2} = 0,23 \text{ м};$$

$$\alpha_n = \frac{N_6}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot 2h_c \cdot h_{0b}} = \frac{1816,31}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,46} = 0,687 > \xi_R = 0,537;$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha + \xi}{2} = \frac{0,687 + 0,53}{2} = 0,608 < 1,0.$$

Для расчета принимаем $\xi_1 = 0,608$.

$$\alpha_{n1} = \frac{N_6 \cdot e'}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot 2h_c \cdot h_{0b}^2} = \frac{1816,31 \cdot 0,23}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,46^2} = 0,343;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{4,0}{46,0} = 0,087;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \zeta_1(1 - \zeta_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,343 - 0,608 \cdot (1 - 0,608/2)}{1 - 0,087} = -0,088 < 0.$$

Следовательно, арматуры, которая была подобрана при расчете подкрановой части колонны в плоскости поперечной рамы, больше чем достаточно для обеспечения прочности колонны при ее работе из плоскости рамы.

В случае $\alpha_s > 0$ следует определить относительную высоту сжатой зоны бетона и требуемую площадь арматуры по формулам

$$\zeta = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \zeta_R) + 2\alpha_s \zeta_R}{1 - \zeta_R + 2\alpha_s},$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot 2 \cdot h_c \cdot h_{0b}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \zeta(1 - \zeta/2)}{1 - \delta}.$$

Полученное значение A_s сравнивается с количеством арматуры A_s . Величина A_s должна быть не больше принятой в расчете площади $\bar{A}_s$. В противном случае рабочую арматуру в плоскости поперечной рамы следует увеличить и принять ее диаметр исходя из расчета из плоскости рамы.

3.2.4. Расчет распорки

Максимальная поперечная сила, действующая в сечениях подкрановой части колонны $Q = 32,48$ кН (см. табл. 3.2), $\gamma_{e1} = 1,0$, т.к. в данное сочетание входят усилия от кратковременных нагрузок (крановые, ветровые).

Изгибающий момент в распорке

$$M_{ds} = \frac{Q \cdot \bar{S}}{2} = \frac{32,48 \cdot 2,82}{2} = 45,8 \text{ кНм (знак «-» при вычислении моментов не учитываем).}$$

Поперечная сила в распорке

$$Q_{ds} = \frac{2M_{ds}}{c} = \frac{2 \cdot 45,8}{1,05} = 87,23 \text{ кН.}$$

Размеры сечения распорки:

$$b = b_1 = 0,5 \text{ м; } h = 0,4; \quad h_0 = h - a = 0,4 - 0,04 = 0,36 \text{ м.}$$

Так как эпюра моментов в распорке двузначная, принимаем двойное симметричное армирование

$$A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s \cdot (h_0 - a')} = \frac{45,8}{355 \cdot 10^3 (0,36 - 0,04)} = 0,000403 \text{ м}^2 = 4,03 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\phi 18$ А400 с $A_s = 5,09 \text{ см}^2 > 4,03 \text{ см}^2$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении,

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

но не более $2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$,

где φ_{b2} – коэффициент, для тяжелого бетона принимаемый 1,5; c – величина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось распорки, принимаемая равной $2h_0$, но не более расстояния в свету между внутренними гранями ветвей колонны, т.е. $(h_n - 2h_c)$.

В нашем случае $c = 2h_0 = 2 \cdot 0,36 = 0,72 \text{ м} < (h_n - 2h_c) = (1,3 - 2 \cdot 0,25) = 0,8 \text{ м}$, следовательно принимаем $c = 0,72 \text{ м}$.

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,36^2}{0,72} = 121,5 \text{ кН},$$

что больше $0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 81 \text{ кН}$

и не превышает $2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 405 \text{ кН}$.

В случае:

$Q_b < 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ следует принять $Q_b = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$;

$Q_b > 2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ следует принять $Q_b = 2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

Если $Q_b < Q_{ds}$, то шаг поперечных стержней S_w в распорке следует подобрать из условия, что вся поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции «с» на продольную ось элемента, должна восприниматься бетоном и поперечной арматурой, т.е.

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}.$$

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c,$$

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый 0,75; q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n}{S_w}.$$

Задаваясь диаметром и классом арматуры, при числе каркасов $n = 2$, можно определить требуемый шаг поперечных стержней S_w .

$$S_w = \frac{\varphi_{sw} \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n \cdot c}{Q_{ds} - Q_b}.$$

Шаг S_w не должен превышать максимально допустимый шаг

$$S_{\max} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{ds} - Q_b}.$$

При окончательном назначении шага хомутов должны удовлетворяться конструктивные требования и требования по интенсивности поперечных стержней по длине распорки, т.е. условие, при котором поперечную арматуру следует учитывать в расчёте

$$q_{sw} > 0,25 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b.$$

В случае если $Q_b > Q_{ds}$, как в нашем случае $Q_b = 121,5 \text{ кН} > Q_{ds} = 87,23 \text{ кН}$, поперечную арматуру принимают по конструктивным соображениям: диаметр – из условия свариваемости (прил. 12) с продольной рабочей арматурой.

Принимаем поперечную арматуру $\phi 6$ А400, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$ с шагом $S_w = 200 \text{ мм} \leq \frac{3}{4} \cdot h_0 = \frac{3}{4} \cdot 0,36 = 0,27 \text{ м} = 270 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$.

Проверим соблюдение требований принятого шага по интенсивности поперечного армирования по длине распорки

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n}{S_w} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 28,3 \cdot 10^{-6} \cdot 2}{0,2} = 80,6 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,5 = 11,25 \text{ кН/м} - \text{условие выполнено, т.е. требования по интенсивности поперечного армирования соблюдены.}$$

Тогда требуемый шаг поперечных стержней по длине распорки будет равен

$$S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n \cdot (6 \cdot h_0^2 + \phi_{sw} \cdot c^2)}{Q_{ds} \cdot c};$$

$$S = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 28,3 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot (6 \cdot 0,36^2 + 0,75 \cdot 0,72^2)}{87,23 \cdot 0,72} = 0,3 \text{ м} = 300 \text{ мм}.$$

$$S = 300 \text{ мм} > S_w = 250 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем поперечную арматуру в виде $\phi 6$ А240 с шагом 200 мм.

Армирование надкрановой части, ветвей и распорок колонны выполняется пространственными каркасами, собранными из плоских (рис. 3.2, 3.3). Оголовок колонны усиливается сетками косвенного армирования (не менее 4 сеток на длине не менее 150 мм и не менее $10d$) из стержней $\phi 6$ А400.

Верхняя распорка армируется продольными и поперечными стержнями и отгибами.

Колонна К-1

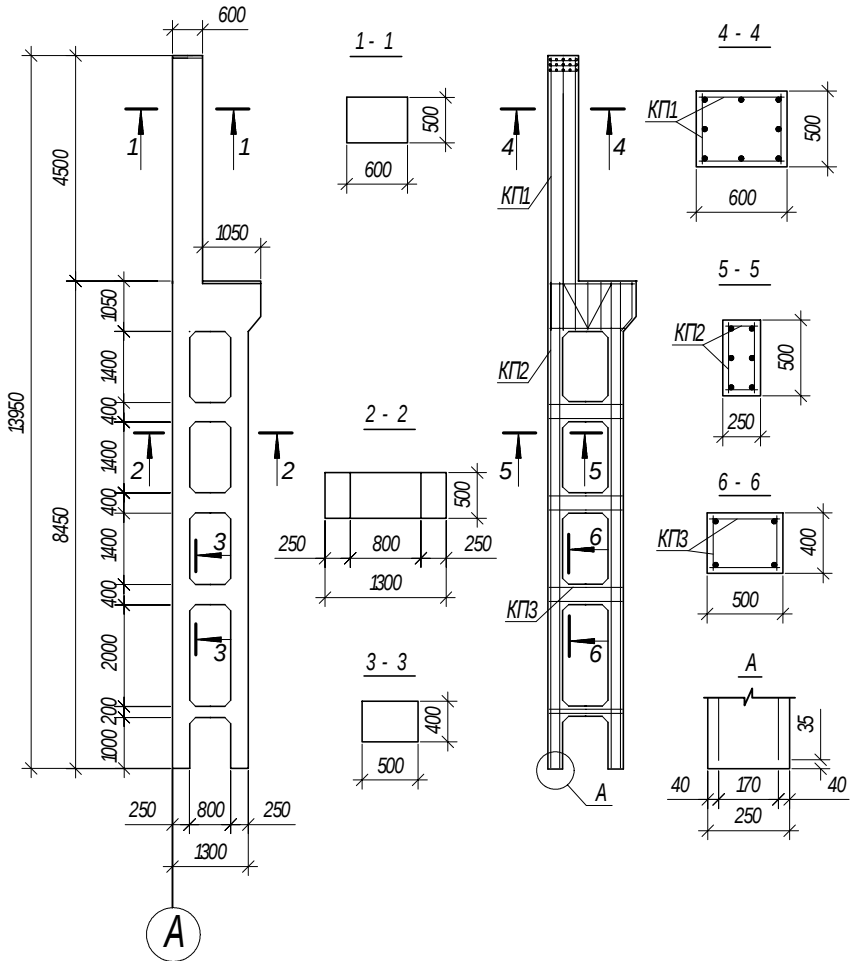


Рис. 3.2. Размеры и армирование колонны ряда А

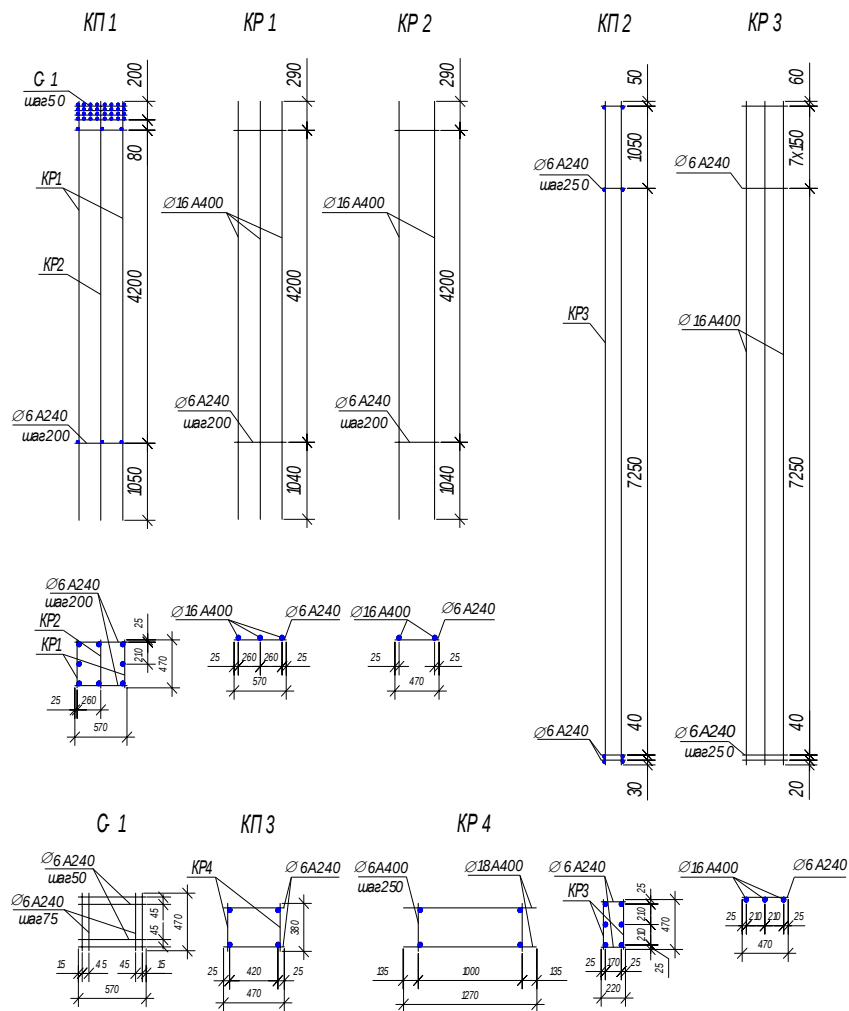


Рис. 3.3. Арматурные изделия колонны ряда А

Глава 4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД КРАЙНЮЮ КОЛОННУ

4.1. Общие положения по конструированию и расчету

Фундаменты под сборные колонны выполняют из монолитного и сборного железобетона, при этом монолитные фундаменты по основным технико-экономическим показателям, как правило, превосходят сборные.

В зависимости от соотношения проектного $e_0 = M/N$ и случайного e_a эксцентриситетов различают центрально и внецентренно нагруженные фундаменты. Центрально нагруженные фундаменты (при $e_0 \leq e_a$) проектируют квадратными в плане, а внецентренно нагруженные прямоугольными с соотношением размеров сторон подошвы $m = b/l = 0,6 - 0,85$, располагая длинную сторону в плоскости действия максимального момента.

Отдельный фундамент состоит из плитной части и подколонника (рис. 4.1, б) или только из плитной части (рис. 4.1, а).

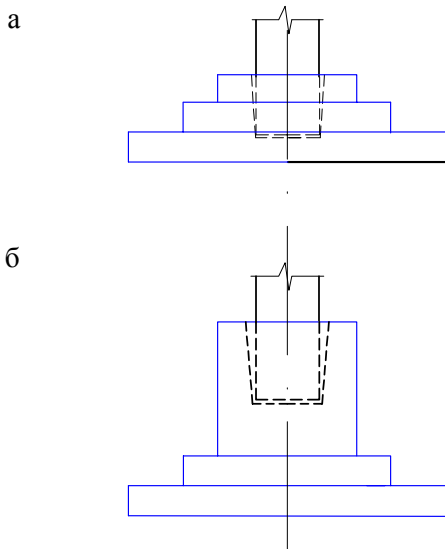


Рис. 4.1. Фундаменты под отдельную колонну из сборного железобетона:
а – состоящий только из плитной части; б – состоящий из плитной части и подколонника

Верхняя плоскость фундамента называется обрезами и располагается обычно на отметке $-0,15$ м относительно планировочной отметки грунта или пола подвала. Размеры фундамента (рис. 4.2) определяются расчетом, а полную высоту H_f , кроме того, назначают по требуемой глубине зало-

жения подошвы, по условиям заделки сборной колонны в стакане и надежной анкеровки продольной арматуры колонны.

Высоту плитной части H_{pl} также определяют расчетом, при этом, если высота фундамента H_f оказывается больше высоты плитной части H_{pl} , то за счёт разницы этих высот устраивают подколонник.

Плитную часть фундамента обычно выполняют ступенчатой. Количество ступеней назначают в зависимости от высоты плитной части: при $H_{pl} \leq 450$ мм проектируют одноступенчатый фундамент, при $450 < H_{pl} < 900$ мм – двух- и при $H_{pl} \geq 900$ мм – трехступенчатый.

Высоту отдельных ступеней принимают кратно 150 мм (обычно 300, 450, 600 мм), а в плане – кратно 300 мм из условия применения унифицированной металлической опалубки. В курсовом проекте допускается принимать размеры в плане кратно 100 мм.

Минимальная глубина заделки сборных колонн в стакан фундамента принимается при $e_0 \leq 2h_c$ не менее h_c , а при $e_0 > 2h_c$ увеличивается до $1,4h_c$ (h_c – размер большей стороны сечения колонны).

Кроме того, глубина заделки растянутых рабочих стержней колонны в стакане фундамента при арматуре класса A400 должна быть не менее $30d$ для бетона класса B15 и не менее $25d$ для бетона класса B20 и выше (d – наибольший диаметр продольных рабочих стержней колонны). При наличии в торце колонны сеток косвенного армирования (не менее 4 штук) или специальных анкеров на концах рабочих стержней глубину заделки арматуры колонны в стакане фундамента можно уменьшить до 18 и 15d для классов бетона соответственно B15 и B20.

Глубина стакана h_d должна быть на 50 мм больше требуемой глубины заделки для возможности рихтовки колонны по высоте. Толщина дна стакана h_b принимается по расчету, но не менее 250 мм (с учетом подливки под колонну 50 мм), тогда минимальная высота фундамента под сборную колонну $H_{f,min} = h_d + 250$ мм.

Минимальная толщина стенок неармированного стакана поверху t принимается не менее 200 мм и не менее $0,75h_d$ (при глубине стакана меньше высоты подколонника) или не менее 0,75 высоты верхней ступени (при глубине стакана большей, чем высота подколонника или при отсутствии подколонника).

Класс бетона для монолитных фундаментов принимают не ниже B12,5, толщину защитного слоя бетона не менее 45 мм при наличии бетонной подготовки под подошвой и не менее 70 мм при отсутствии подготовки.

Подошвы фундаментов армируют типовыми унифицированными сварными сетками, укладываемыми в два слоя с рабочей арматурой во взаимно перпендикулярных направлениях. При ширине подошвы до 3 м можно ограничиться одной сеткой с рабочими стержнями в двух направ-

лениях. Допускается армировать подошвы фундаментов индивидуальными сварными или вязаными сетками. Арматуру сеток рекомендуется принимать класса А240 или А400, диаметр стержней при длине стороны больше 3 м – не менее 12 мм, а при меньшей длине – не менее 10 мм; шаг стержней – не менее 100 мм и не более 200 мм кратно 25 мм. При длине стороны подошвы более 3 м рекомендуется половину стержней этого направления обрывать на 0,1l с каждой стороны.

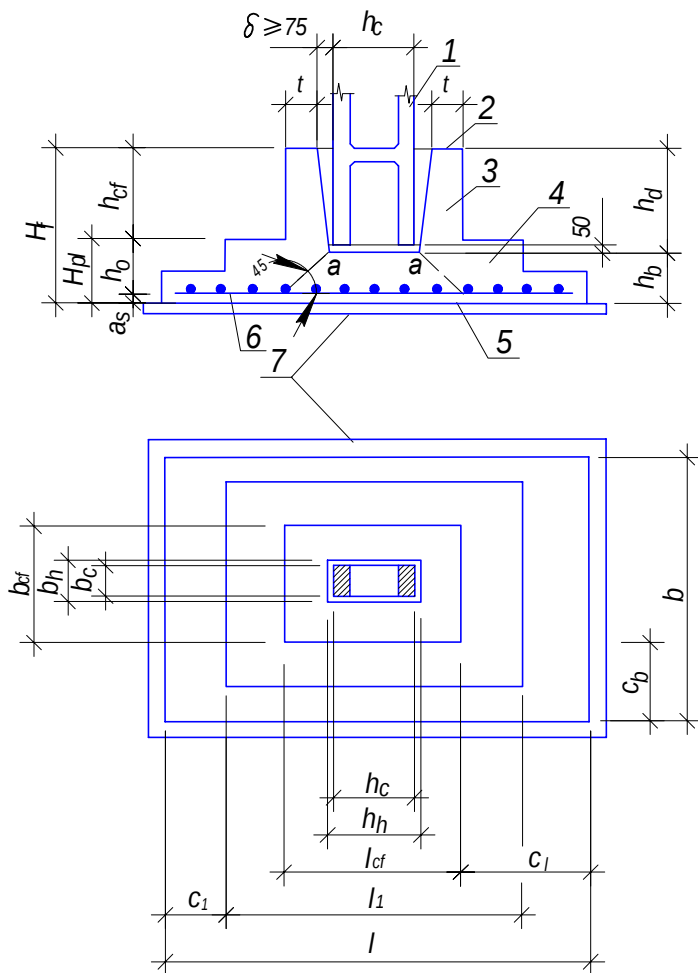


Рис. 4.2. Конструкция монолитного фундамента с подколонником под сборную колонну:

- 1 – колонна; 2 – обрез фундамента; 3 – подколонник; 4 – плитная часть;
5 – подошва фундамента; 6 – арматура подошвы; 7 – бетонная подготовка

4.2. Конструирование и расчет фундамента под крайнюю колонну

4.2.1. Данные для проектирования

Грунт основания – суглинок; условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 200$ кПа. Средний удельный вес материала фундамента с засыпкой грунта на его обрезах $\gamma_m = 20$ кН/м³. Бетон класса В15 с расчетными характеристиками при коэффициенте $\gamma_{b2} = 1,1$: $R_b = 1,1 \cdot 8,5 = 9,35$ МПа; $R_{bt} = 1,1 \cdot 0,75 = 0,825$ МПа. Арматура подошвы класса А400 ($R_s = 355$ МПа). Под фундаментом предусмотрена бетонная подготовка толщиной 100 мм.

4.2.2. Определение геометрических размеров фундамента

Определение высоты фундамента. Высота фундамента определяется из условий:

- а) обеспечения жесткой заделки колонны в фундаменте для двухветвевой колонны в плоскости поперечной рамы

$$H_{f,min} \geq h_d + 0,25,$$

где $h_d \geq 0,50 + 0,33 \cdot h_1 = 0,5 + 0,33 \cdot 1,3 = 0,929$ м и $h_d \geq 1,50 \cdot b_1 = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75$ м.

Для сплошной колонны $h_d \geq h_1$; $h_d \geq b_1$.

Принимаем длину заделки $h_d = 1$ м $> 0,929$ м,

тогда $H_{f,min} \geq 1,0 + 0,25 = 1,25$ м;

- б) обеспечения анкеровки рабочей арматуры колонны

$$H_{f,an} \geq h_{an} + 0,25 \text{ м,}$$

где 0,25 м – минимальная толщина дна стакана (0,2 м) с учетом подливки под колонну (0,05 м).

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления на бетон, определяют по формуле

$$h_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{355 \cdot 2,011}{1,875 \cdot 5,02} = 75,85 \text{ см,}$$

где A_s , u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня ($A_s = 2,011 \text{ см}^2 - \phi 16$ мм; $u_s = \pi \cdot d = 3,14 \cdot 1,6 = 5,02$ см);

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 = 1,875 \text{ МПа,}$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

1,5 – для гладкой арматуры;
2 – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;
2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

1,0 – при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

0,9 – при диаметре арматуры 32 и 40 мм.

Требуемую расчетную длину анкерования арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкерования определяют по формуле

$$h_{an} = \alpha \cdot h_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

где $A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры в колонне, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная; α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкерования напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкерования, принимаемый равным:

1,0 – для растянутых стержней;

0,75 – для сжатых стержней.

В нашем случае рабочая арматура в колонне по расчету не требуется, т.е. $A_{s,cal} = 0$, следовательно, $h_{an} = 0$.

Фактическую длину анкерования принимают не менее h_{an} и $0,3h_{0,an} = 0,3 \cdot 0,7585 = 0,23$ м, а также не менее $15d_s = 15 \cdot 0,16 = 0,24$ м и не менее 200 мм.

Окончательно принимаем $h_{an} = 0,25$ м > 0,24 м. Тогда $H_{f,an} = 0,25 + 0,25 = 0,5$ м.

Расчетная глубина промерзания в районе г. Москвы равна $d_f = 0,6 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{34,3} = 0,81$ м, здесь $M_t = 34,3$; $d_0 = 0,23$; $K_h = 0,6$ (прил. 17).

Глубина заложения фундамента должна быть не менее $d_f \Rightarrow$ минимальная высота фундамента $H_f = 1,5$ м. Из конструктивных соображений принимаем высоту фундамента $H_f = 1,8$ м (кратно 300), что больше $H_{f,min} = 1,25$ м и больше $H_{f,min} = 0,5$ м. Глубина заложения фундамента при этом составит $d = H_f + a_1 = 1,8 + 0,15 = 1,95$ м > $d_f = 0,81$ м.

Усилия, действующие на основание. На уровне обреза фундамента действуют следующие расчетные комбинации усилий (см. табл. 2.2):

комбинация $M_{\min}$ и $N_{\max}$ при $\gamma_f = 1$:

$$M_{\min} : M_2 = -254,71 \text{ кНм}; N_2 = 1425,48 \text{ кН}; Q_2 = -25,51 \text{ кН};$$

$$N_{\max} : M_2 = -254,71 \text{ кНм}; N_2 = 1813,31 \text{ кН}; Q_2 = -31,95 \text{ кН};$$

комбинация $M_{\min}$ и $N_{\max}$ при $\gamma_f > 1$:

$$M_{\min} : M_2 = -292,9 \text{ кНм}; N_2 = 1639,3 \text{ кН}; Q_2 = -29,33 \text{ кН};$$

$$N_{\max} : M_2 = -292,9 \text{ кНм}; N_2 = 2088,76 \text{ кН}; Q_2 = -36,95 \text{ кН}.$$

Нагрузка от веса части стены ниже отм. +7.2, передающаяся на фундамент через фундаментную балку, приведена в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Нагрузки от веса части стены

Элементы конструкций	Нагрузка, кН		
	Нормативная	Расчетная	
		При $\gamma_f = 1$	При $\gamma_f > 1$
Фундаментные балки $l = 10,7 \text{ м}$	$0,5 \cdot (0,24 + 0,30) \times$ $\times 0,4 \cdot 10,7 \cdot 25 = 28,9$	27,4	31,5
Стеновые панели $\sum h = 2,4 \text{ м}, \gamma = 2,5 \text{ кН/м}^2$	$2,4 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 72$	68,4	78,7
Остекление проемов $\sum h = 4,8 \text{ м}, \gamma = 0,5 \text{ кН/м}^2$	$4,8 \cdot 12 \cdot 0,5 = 28,8$	27,4	31,5
Итого:	129,7	$G_{nw} = 123,2$	$G_w = 141,7$

Эксцентриситет приложения нагрузки от стены

$$e_w = -\left(\frac{t_w}{2} + \frac{h_c}{2}\right) = -\left(\frac{0,3}{2} + \frac{1,3}{2}\right) = -0,8 \text{ м},$$
 тогда изгибающие моменты от веса стены относительно оси:

$$\text{при } \gamma_f = 1: M_{nw} = G_{nw} \cdot l_w = -123,2 \cdot 0,8 = -98,56 \text{ кНм};$$

$$\text{при } \gamma_f > 1: M_w = G_w \cdot l_w = -141,7 \cdot 0,8 = -113,36 \text{ кНм}.$$

$$\text{Высота фундамента } H_f = 1,95 - 0,15 = 1,8 \text{ м}.$$

Расчетное усилие в уровне подошвы фундамента (без учета веса фундамента и грунта на нем):

при $\gamma_f = 1$:

$$\text{комбинация } M_{\min} : M_n = M_2 + Q_2 \cdot H_f + M_{nw};$$

$$M_n = 254,71 - 25,51 \cdot 1,8 - 98,56 = 399,19 \text{ кНм};$$

$$N_n = N_2 + G_{nw} = 1425 + 123,2 = 1548,68 \text{ кН};$$

комбинация $N_{\max} : M_n = 254,71 - 31,95 \cdot 1,8 - 98,56 = -410,78 \text{ кНм};$

$$N_n = 1816,31 + 123,2 = 1939,51 \text{ кН};$$

при $\gamma_f > 1:$

комбинация $M_{\min} : M_f = -292,9 - 29,33 \cdot 1,8 - 113,36 = -459,05 \text{ кНм};$

$$N_f = 1639,3 + 141,7 = 1781,00 \text{ кН};$$

комбинация $N_{\max} : M_f = -292,9 - 36,74 \cdot 1,8 - 113,36 = -472,39 \text{ кНм};$

$$N_f = 2088,76 + 141,7 = 2230,46 \text{ кН};$$

Определение размеров подошвы фундамента. Для расчета используем усилия при $\gamma_f = 1$. Предварительно определяем размеры подошвы фундамента, нагруженного максимальной продольной силой $N_{II} = 1939,51 \text{ кН}$.

Площадь подошвы

$$A_{f,mp} = 1,1 \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_m \cdot d} = \frac{1939,51}{200 - 20 \cdot 1,95} = 12,05 \text{ м}^2,$$

где $\gamma_m = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах (в зависимости от плотности грунта засыпки γ можно принять равным $20 \div 22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ при отсутствии подвала и $17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – при наличии); 1,1 – коэффициент, учитывающий наличие изгибающего момента.

Зададимся соотношением большей стороны подошвы к меньшей $\frac{l}{b} \cong 1,2$.

$$\text{Тогда } b = \sqrt{\frac{A_{f,mp}}{1,2}} = \sqrt{\frac{12,05}{1,2}} = 3,17 \text{ м}; \quad l = 1,2 \cdot 3,17 = 3,8 \text{ м}.$$

Принимаем $l \times b = 3,9 \times 3,3 \text{ м}$ (кратными 0,3 м с округлением в большую сторону). Уточненная площадь подошвы $A_f = 3,9 \cdot 3,3 = 12,87 > A_{f,mp} = 12,05 \text{ м}^2$.

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{bl^2}{6} = \frac{3,3 \cdot 3,9^2}{6} = 8,36 \text{ м}^3.$$

Проверим давление под подошвой фундамента. Проверяем наибольшее $p_{n,\max}$ и наименьшее $p_{n,\min}$ краевые давления, а также $p_{n,m}$ давление под подошвой. Принятые размеры подошвы должны обеспечивать выполнение следующих условий:

$$p_{n,\max} \leq 1,2R; \quad p_{n,\min} \geq 0; \quad p_{n,m} \leq R.$$

Давление на грунт определяем с учетом веса фундамента по формулам

$$p_{n,\max(\min)} = p_{n,m} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{l} \right);$$

$$p_{n,m} = \frac{N_{II}}{A_f} + \gamma_m \cdot d.$$

$$\text{Комбинация } M_{\min} e_0 = \frac{M_{II}}{N_{II} + G_{II}} = \frac{399,19}{1548,68 + 476,83} = 0,197 \text{ м},$$

здесь $G_{II} = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n = 3,9 \cdot 3,3 \cdot 1,95 \cdot 20 \cdot 0,95 = 476,83 \text{ кН}$;

$$p_{n,m} = \frac{1548,68}{12,87} + 20 \cdot 1,95 = 159,28 \text{ кПа};$$

$$p_{n,\max} = 159,28 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,197}{3,9}\right) = 207,55 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot R = 240 \text{ кПа};$$

$$p_{n,\min} = 159,28 \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,197}{3,9}\right) = 111,006 \text{ кПа} > 0.$$

$$\text{Комбинация } M_{\max} e_0 = \frac{410,78}{1939,51 + 476,83} = 0,17 \text{ м};$$

$$p_{n,m} = \frac{1939,51}{12,87} + 20 \cdot 1,95 = 189,7 \text{ кПа};$$

$$p_{n,\max} = 189,7 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,17}{3,9}\right) = 239,31 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot R_0 = 240 \text{ кПа};$$

$$p_{n,\min} = 189,7 \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,17}{3,9}\right) = 140,09 \text{ кПа} > 0.$$

В обеих комбинациях величины давления на грунт p не превышают допускаемых, т.е. принятые размеры подошвы фундамента достаточны. Окончательно принимаем $l = 3,9 \text{ м}$ и $b = 3,3 \text{ м}$.

При принятых размерах подошвы фундамента расчетное сопротивление грунта составит

$$R = R_0 \cdot \left[1 + \frac{\kappa_1(b-b_0)}{b_0}\right] \cdot \frac{d+d_0}{2d_0} = 200 \cdot \left[1 + \frac{0,05 \cdot (3,3-1)}{1}\right] \cdot \frac{1,95+2}{2 \cdot 2} = 220,2 \text{ кПа},$$

при $d \leq 2 \text{ м}$ и $b \geq 1 \text{ м}$, здесь $\kappa_1 = 0,05$ – для суглинков (а также для глин, супесей и пылеватых песков); $\kappa_1 = 0,125$ – для песчаных грунтов; $b = 1 \text{ м}$, $d_0 = 2 \text{ м}$.

Перерасчет площади подошвы фундамента не производим ввиду незначительного изменения расчетного сопротивления грунта.

4.2.3. Расчет на продавливание плиты фундамента

Для расчета фундамента по прочности необходимы величины давления на грунт от нагрузок при коэффициенте $\gamma_f > 1$, но без веса фундамента и грунта на его обрезах. Вычислим эти давления по формуле

$$p = \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_f}{W}.$$

Для комбинации $M_{\min}$ имеем:

$$p = \frac{1781,00}{12,87} \pm \frac{-459,05}{8,36} = 138,38 \pm 54,91;$$

$$p_{\max} = 138,38 + 54,91 = 193,29 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 138,38 - 54,91 = 83,47 \text{ кПа};$$

$$p_m = 138,38 \text{ кПа}.$$

Для комбинации $N_{\max}$ имеем:

$$p = \frac{2230,46}{12,87} \pm \frac{-472,39}{8,36} = 173,31 \pm 56,51;$$

$$p_{\max} = 173,31 + 56,51 = 229,82 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 173,31 - 56,51 = 116,8 \text{ кПа};$$

$$p_m = 173,31 \text{ кПа}.$$

Расчетной оказалась комбинация $N_{\max}$, при которой давление на грунт больше.

4.2.4. Определение конфигурации фундамента и проверка нижней ступени

Учитывая значительное заглубление подошвы, проектируем фундамент с подколонником и ступенчатой плитной частью.

Размеры подколонника в плане:

$$l_{cf} = h_c + 2t_1 + 2\delta_1 = 1300 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 100 = 2100 \text{ мм};$$

$$b_{cf} = h_c + 2t_2 + 2\delta_2 = 500 + 2 \cdot 250 + 2 \cdot 100 = 1200 \text{ мм},$$

где t_1 , t_2 и δ_1 , δ_2 – соответственно толщина стенок стакана и зазор между гранью колонны и стенкой стакана в направлении сторон l и b .

Рабочую высоту плитной части фундамента предварительно можно установить из условия продавливания от граней подколонника по формуле

$$h_{0,pl} = -\frac{b_c}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{b_c^2 + \frac{2b(l - h_c) - (b - b_c)^2}{1 + R_{bt}/p_{\max}}} =$$

$$= -\frac{0,5}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,5^2 + \frac{2 \cdot 3,3 \cdot (3,9 - 1,3) - (3,3 - 0,5)^2}{1 + 825/229,83}} = 0,302 \text{ м.}$$

Принимаем двухступенчатый фундамент с высотой ступеней $h_1 = 300 \text{ мм}$ и $h_2 = 300 \text{ мм}$.

Вынос c_1 нижней ступени обычно назначается в пределах $(2-3)h_{01}$. Приблизительно его можно найти из условия прочности по поперечной силе без поперечной арматуры в наклонном сечении, начинающемся от грани второго уступа (рис. 4.3).

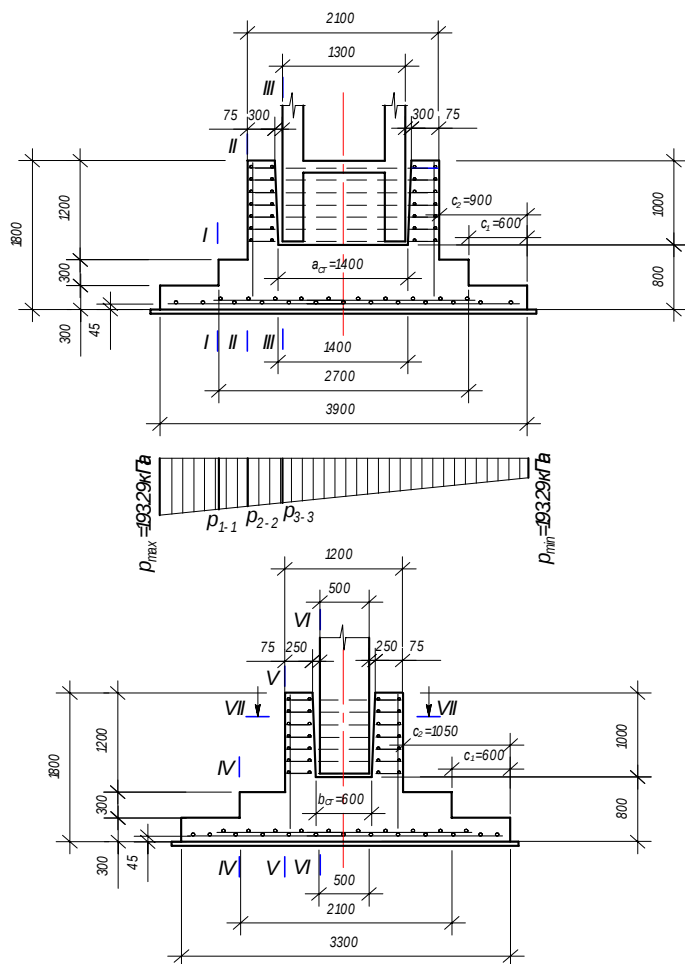


Рис. 4.3. К расчету фундамента под колонну: а – в плоскости действия изгибающего момента; б – из плоскости действия момента

Условие прочности нижней ступени по поперечной силе при отсутствии поперечного армирования

$$Q \leq Q_{b,\min} \text{ или } p \cdot (c_1 - h_{01}) \cdot b \leq 0,6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}.$$

Отсюда требуемый консольный вынос нижней ступени

$$c_1 \leq h_{01} \frac{0,6 \cdot R_{bt} + p}{p}.$$

При $h_{01} = h_1 - a_s = 300 - 50 = 250$ мм получим $c_1 = \frac{250 \cdot (0,6 \cdot 825 + 173,31)}{173,31} = 964,04 > 3 \cdot h_{01} = 3 \cdot 150 = 750$ мм.

Принимаем $c_1 = 600$ мм, чтобы получить унифицированный размер второй ступени $l_1 = l - 2c_1 = 3900 - 2 \cdot 600 = 2700$ мм.

Вынос второй ступени принимаем $c_2 = 300$ мм, тогда $l_2 = l_{cf} = l_1 - 2c_2 = 2700 - 2 \cdot 300 = 2100$ мм.

Проверим нижнюю ступень на продавливание от грани второго уступа из условия

$$P \leq R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{01},$$

где $P = N_f - p(l_1 + 2 \cdot h_{01})^2 = 2230,46 - 173,31 \cdot (2,7 + 2 \cdot 0,25)^2 = 1391,6$ кН – продавливающая сила за вычетом отпора грунта по нижнему основанию пирамиды продавливания (на уровне арматуры подошвы) для квадратного фундамента;

$b_m = 4(l_1 + h_{01}) = 4(2,7 + 0,2) = 11,6$ м – средний периметр пирамиды продавливания прямоугольного фундамента.

$$P = 1391,6 \text{ кН} < R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{01} = 825 \cdot 11,6 \cdot 0,25 = 2434 \text{ кН}.$$

Продавливание нижней ступени не произойдет.

4.2.5. Проверка фундамента на продавливание дна стакана и раскалывание

Первоначально проверяем выполнение условия

$$h_b < H_{pl} + 0,5(l_{cf} - h_c).$$

Имеем $0,8 < 0,6 + 0,5(2,1 - 1,3) = 1,24$ м,

$$0,8 < 1,24.$$

Далее выполняем следующие взаимосопряженные проверки:

а) на продавливание фундамента колонной от дна стакана;

б) на раскалывание фундамента.

Условие прочности на продавливание дна стакана:

$$N_c \leq \frac{bl}{A_{f0}} R_{bt} b_m h_{0b},$$

где $N_c = \alpha \cdot N = 0,85 \cdot 2230,46 = 1895,89 \text{ кН}$;

$\alpha = 1 - 0,4 \cdot R_{bt} \cdot \frac{A_c}{N}$, но не менее 0,85;

$A_c = 2 \cdot (h_c + b_c) \cdot h_d = 2 \cdot (1,3 + 0,5) \cdot 1,0 = 3,6 \text{ м}^2$ – площадь боковой поверхности части колонны, заделанной в стакан фундамента;

$$h_{0b} = h_b - a = 0,8 - 0,05 = 0,75 \text{ м};$$

$$b_m = b_h + h_{0b} = 0,6 + 0,75 = 1,35 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} A_{f0} &= 0,5 \cdot b \cdot (l - h_h - 2h_{0b}) - 0,25 \cdot (b - b_h - 2h_{0b})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 3,3 \cdot (3,9 - 1,4 - 2 \cdot 0,75) - 0,25 \cdot (3,3 - 0,6 - 2 \cdot 0,75)^2 = 1,29 \text{ м}^2; \end{aligned}$$

$$b_h = b_c + 100 = 500 + 100 = 600 \text{ мм} = 0,6 \text{ м};$$

$$h_h = h_c + 100 = 1300 + 100 = 1400 \text{ мм} = 1,4 \text{ м}.$$

Проверяем выполнение условия прочности

$$N_c = 1895,489 \text{ кН} < \frac{3,3 \cdot 3,9}{1,29} \cdot 825 \cdot 1,35 \cdot 0,75 = 8333,7 \text{ кН} \quad \text{– продавливание}$$

не произойдет, значит проверка фундамента на раскалывание не требуется.

При необходимости прочность на раскалывание проверяется из условий:

при $b_c/h_c \leq A_{fb}/A_{fl}$:

$$N_c \leq 0,975 \cdot (1 + b_c/h_c) \cdot A_{fl} \cdot R_{bt};$$

при $b_c/h_c > A_{fb}/A_{fl}$:

$$N_c \leq 0,975 \cdot (1 + h_c/b_c) \cdot A_{fl} \cdot R_{bt},$$

где A_{fl} , A_{fb} – площади сечения фундамента вертикальными плоскостями, проходящими через ось колонны параллельно соответственно сторонам подошвы l и b .

Из расчетов на продавливание фундамента колонной от дна стакана и на раскалывание фундамента окончательно принимается большее значение несущей способности фундамента.

4.2.6. Подбор арматуры подошвы фундамента

Под действием реактивного давления грунта ступени фундамента работают на изгиб по консольной схеме. Изгибающие моменты определяют в сечениях по грани колонны и по граням уступов (см. рис. 4.3). Для прямоугольных фундаментов моменты определяют в обоих направлениях. В качестве рабочей арматуры, обеспечивающей прочность нормальных сечений подошвы, служат стержни сетки класса А400.

Подбор арматуры в направлении длинной стороны. Площадь сечения рабочей арматуры подошвы определяется как для изгибаемого элемента прямоугольного профиля с одиночным армированием по формуле

$$A_{s,i} = \frac{M_{i-i}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{0i}}.$$

Рассматриваются сечения: I-I – по грани второй ступени; II-II – по грани третьей ступени; III-III – по грани колонны.

Сечение I-I ($h_{01} = 250$ мм):

$$p_1 = p_{\max} - (p_{\max} - p_{\min}) \cdot \frac{c_1}{l} = 229,82 - (229,82 - 116,8) \cdot \frac{0,6}{3,9} = 212,43 \text{ кПа};$$

$$M_{I-I} = b \cdot c_1^2 \cdot \frac{(2p_{\max} + p_1)}{6} = 3,3 \cdot 0,6^2 \cdot \frac{(2 \cdot 229,82 + 212,43)}{6} = 133,07 \text{ кНм};$$

$$A_{s,I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{01}} = \frac{133,07 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355 \cdot 0,25} = 1666 \text{ мм}^2.$$

Сечение II-II ($h_{02} = 600 - 50 = 550$ мм):

$$p_2 = p_{\max} - (p_{\max} - p_{\min}) \cdot \frac{c_2}{l} = 229,82 - (229,82 - 116,8) \cdot \frac{0,9}{3,9} = 203,74 \text{ кПа};$$

$$M_{II-II} = b \cdot c_2^2 \cdot \frac{2p_{\max} + p_2}{6} = 3,3 \cdot 0,9^2 \cdot \frac{2 \cdot 229,82 + 203,74}{6} = 295,54 \text{ кНм};$$

$$A_{s,II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{02}} = \frac{295,54 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355 \cdot 0,55} = 1681,8 \text{ мм}^2.$$

Сечение III-III ($h_{03} = 1800 - 50 = 1750$ мм):

$$p_3 = p_{\max} - (p_{\max} - p_{\min}) \cdot \frac{c_3}{l} = 229,82 - (229,82 - 116,8) \cdot \frac{1,3}{3,9} = 192,15 \text{ кПа};$$

$$M_{III-III} = b \cdot c_3^2 \cdot \frac{2p_{\max} + p_3}{6} = 3,3 \cdot 1,3^2 \cdot \frac{2 \cdot 229,82 + 192,15}{6} = 605,84 \text{ кНм};$$

$$A_{s,III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{03}} = \frac{605,84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355 \cdot 1,75} = 1083,5 \text{ мм}^2.$$

Подбор арматуры производится по наибольшей площади сечения арматуры, в нашем случае – это сечение II-II, $A_{s,\max} = A_{s,2} = 1681,8 \text{ мм}^2$.

В соответствии с конструктивными требованиями, наименьший допустимый диаметр стержней должен быть не менее 12 мм, а наибольший шаг стержней не должен превышать 200 мм.

Принимаем в направлении длинной стороны подошвы 17φ12 А400 с шагом 200 мм ($A_s = 1923 \text{ мм}^2$) $> A_{s,\max} = 1681,8 \text{ мм}^2$

Подбор арматуры в направлении короткой стороны. Расчет ведем по среднему давлению по подошве $p_m = 173,31 \text{ кПа}$. Учитываем, что стержни этого направления будут во втором ряду. Поэтому рабочая вы-

сота $h_{0i} = h_i - a - (d_1 + d_2)/2$. Полагаем, что диаметр стержней вдоль короткой стороны будет не более 12 мм. Рассматриваются сечения по граням тех же уступов, что и в направлении длинной стороны (см. рис. 4.3).

Сечение IV-IV ($h_{01} = 300 - 50 - (12 + 12)/2 = 238$ мм):

$$M_{IV-IV} = 0,125 \cdot p_m \cdot l \cdot (b - b_1)^2 = 0,125 \cdot p_m \cdot l \cdot (b - b_1)^2 = \\ = 0,125 \cdot 173,31 \cdot 3,9 \cdot (3,3 - 2,1)^2 = 121,66 \text{ кНм};$$

$$A_{s,IV} = \frac{121,66 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355 \cdot 238} = 1599,9 \text{ мм}^2.$$

Сечение V-V ($h_{02} = 600 - 50 - (12 + 12)/2 = 538$ мм):

$$M_{V-V} = 0,125 \cdot p_m \cdot l \cdot (b - b_2)^2 = 0,125 \cdot 173,31 \cdot 3,9 \cdot (3,3 - 1,2)^2 = 372,6 \text{ кНм};$$

$$A_{s,V} = \frac{372,6 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355 \cdot 0,538} = 2167,6 \text{ мм}^2.$$

Сечение VI-VI ($h_{03} = 1800 - 50 - (12 + 12)/2 = 1738$ мм):

$$M_{VI-VI} = 0,125 \cdot p_m \cdot l \cdot (b - b_c)^2 = 0,125 \cdot 173,31 \cdot 3,9 \cdot (3,3 - 0,5)^2 = 662,4 \text{ кНм};$$

$$A_{s,VI} = \frac{662,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355 \cdot 1,738} = 1192,89 \text{ мм}^2.$$

$$A_{s',\max} = A_{s,1'} = 2167,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в направлении короткой стороны 21φ12 A400 с шагом 400 мм ($A_s = 2260 \text{ мм}^2$) $> A_{s,\max} = 2167,6 \text{ мм}^2$).

Подожву армируем двумя плоскими сетками C1 и C2, укладываемыми друг на друга, при этом шаг стержней в каждой сетке составляет 400 мм. Так как размеры сторон фундамента превышают 3 м, то в сетке C2 стержни обоих направлений составляют 0,8 длины стержней тех же направлений в сетке C1 (рис. 4.5).

4.2.7. Расчет подколоники и его стаканной части

При толщине стенок стакана поверху $t_1 = 250 \text{ мм} < 0,75 \cdot h_d = 0,75 \cdot 1000 = 750 \text{ мм}$ стенки стакана необходимо армировать продольной арматурой по расчету.

Подбор продольной арматуры. Продольная арматура подбирается на внецентренное сжатие в сечениях VII—VII и VIII—VIII (см. рис. 4.3).

Сечение VII—VII стаканной части приводим к эквивалентному двутавровому (рис. 4.4):

$$b'_f = b_f = b_{cf} = 1200 \text{ мм};$$

$$h'_f = h_f = t_1 + 25 = 300 + 25 = 325 \text{ мм};$$

$$b = 2 \cdot (t_2 + 50) = 2 \cdot (250 + 50) = 600 \text{ мм};$$

$$h = l_{cf} = 2100 \text{ мм}.$$

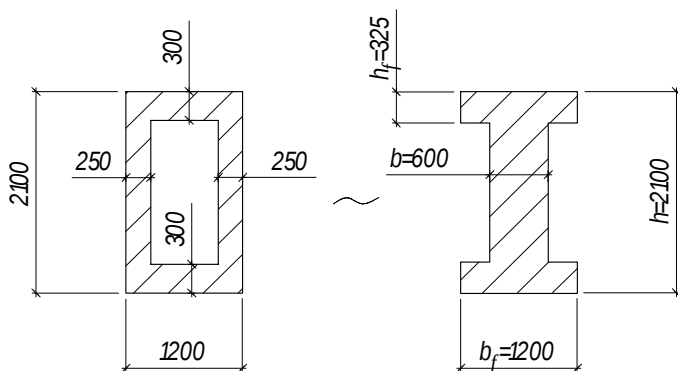


Рис. 4.4. Сечение VII—VII стаканной части фундамента

Армирование подколонника принимаем симметричным $a = a' = 40 \text{ мм}$.

Усилия в сечении VII-VII:

$$M = -292,9 - 36,74 \cdot 1,0 - 113,36 = -443,0 \text{ кНм};$$

$$N = 2088,76 + 141,7 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,15 \cdot 0,95 = 2299,3 \text{ кН};$$

$$e_0 = M/N = 443,0/2299,3 = 0,193 \text{ м} = 193 \text{ мм}.$$

Проверяем положение нулевой линии

$N = 2299,3 \text{ кН} < R_{bt} \cdot b_f \cdot h_f = 9350 \cdot 1,2 \cdot 0,325 = 3646,5 \text{ кН}$ — нейтральная линия проходит в полке. Поэтому арматуру подбираем как для прямоугольного сечения шириной $b'_f = b_f = 1200 \text{ мм}$ и рабочей высотой $h_0 = h - a' = 2100 - 40 = 2060 \text{ мм}$ согласно [5, п. 3.61].

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$e = e_0 + 0,5h - a = 193 + 0,5 \cdot 2100 - 40 = 1203 \text{ мм}.$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{2299,3 \cdot 10^3}{9,35 \cdot 1200 \cdot 2060} = 0,099 < \xi_R = 0,65;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2299,3 \cdot 10^3 \cdot 1203}{9,35 \cdot 1200 \cdot 2060^2} = 0,058;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{2060} = 0,019.$$

Требуемая площадь сечения симметричной арматуры:

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{9,35 \cdot 1200 \cdot 2060}{215} \cdot \frac{0,058 - 0,099 \cdot (1 - 0,099/2)}{1 - 0,019} < 0, \end{aligned}$$

т.е. по расчету продольная арматура не требуется. По конструктивным требованиям ее количество должно быть не менее 0,05% площади поперечного сечения подколонника

$$A_s = A'_s = 0,0005 \cdot A_{cf} = 0,0005 \cdot (1,2 \cdot 2,1 - 0,65 \cdot 1,45) = 789 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по 7φ12 A240 $A_s = A'_s = 769 \text{ мм}^2$ у граней подколонника, перпендикулярных плоскости изгиба. У смежных граней, параллельных плоскости изгиба, принимаем стержни минимально допустимого диаметра с шагом не более 400 мм, т.е. по 4φ10 A240.

В сечении VIII-VIII усилия незначительно больше, чем в сечении VII-VII, поэтому арматуру оставляем без изменений.

Подбор поперечной арматуры стакана. Стенки стакана армируют горизонтальными плоскими сетками. Стержни сеток $d \geq 8$ мм располагаются у наружных и внутренних граней стакана (рис. 4.5), шаг сеток 100–200 мм. Обычно задаются расположением сеток по высоте стакана, а диаметр стержней определяют расчетом.

Расчет производится в зависимости от величины эксцентриситета продольной силы, причем усилия M и N принимаются в уровне нижнего торца колонны.

Выполним расчет на комбинацию $M_{\min}$:

$$M = -292,9 - 29,33 \cdot 0,95 - 113,36 = -434,12 \text{ кНм};$$

$$N = 1639,3 + 141,7 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 25 \cdot 1,15 \cdot 0,95 = 1846,4 \text{ кН};$$

$$e_0 = M/N = 434,12/1846,4 = 0,235 \text{ м} = 235 \text{ мм}.$$

Аналогичный расчет на комбинацию $N_{\max}$:

$$M = -292,9 - 36,74 - 113,36 = -441,163 \text{ кНм};$$

$$N = 2088,76 + 141,7 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 25 \cdot 1,15 \cdot 0,95 = 2295,85 \text{ кН};$$

$$e_0 = M/N = 441,163/2299,85 = 0,192 \text{ м} = 192 \text{ мм},$$

т.е. расчетной является комбинация $M_{\min}$.

Принимаем сетки из арматуры класса A240 ($R_s = 215$ МПа) с шагом 150 мм; верхняя сетка устанавливается на расстоянии 50 мм от верха стакана.

При $h_c/6 = 1300/6 = 217 \text{ мм} < e_0 = 235 \text{ мм} < h_c/2 = 1300/2 = 650 \text{ мм}$ рассматривается наклонное сечение, проходящее через точку поворота колонны, т.е. момент от всех усилий относительно этой точки должен быть воспринят поперечной арматурой стакана.

Требуемая площадь сечения арматуры одного уровня для этого случая находится по формуле

$$A_{sw} = \frac{M + Q \cdot y - 0,7 \cdot N_c \cdot e_0 + G_w(e_w - 0,7 \cdot e_0)}{R_s \sum z_{sw}},$$

где $y = h_d - 50 + 150 = 1000 - 50 + 150 = 1100 \text{ мм}$ – расстояние от отм. ± 0.000 до торца колонны;

$N_c = 1639,3 \text{ кН}$ – усилие от колонны на уровне верха стакана;

$\sum z_{sw} = 900 + 750 + 600 + 450 + 300 + 150 = 3150 \text{ мм}$ – сумма расстояний от каждого ряда сеток до нижнего торца колонны (см. рис. 4.3).

Тогда

$$A_{sw} = \frac{292,9 \cdot 10^6 + [29,33 \cdot 1100 - 0,7 \cdot 1639,3 \cdot 235 + 141,7 \cdot (800 - 0,7 \cdot 235)] \cdot 10^3}{215 \cdot 3150} < 0.$$

При четырех рабочих стержнях в сетке требуемая площадь сечения одного стержня $A_{sw1} = A_{sw}/4$. Принимаем стержни $\phi 8 \text{ A2470}$ ($A_s = 50,3 \text{ мм}^2$)

При $e_0 \leq h_c/6$ сетки в стакане устанавливаются конструктивно.

При $e_0 \geq h_c/2$ расчет ведется для сечения, проходящего через точку поворота. Тогда площадь сечения арматуры одного ряда сеток определяется по формуле

$$A_{sw} = \frac{0,8 [M_c + Q \cdot y - 0,5 \cdot N_c \cdot h_c + G_w(e_w - 0,5 \cdot h_c)]}{R_s \cdot \sum z_{sw}}.$$

Армирование фундамента и его арматурные изделия приведены на рис. 4.5.

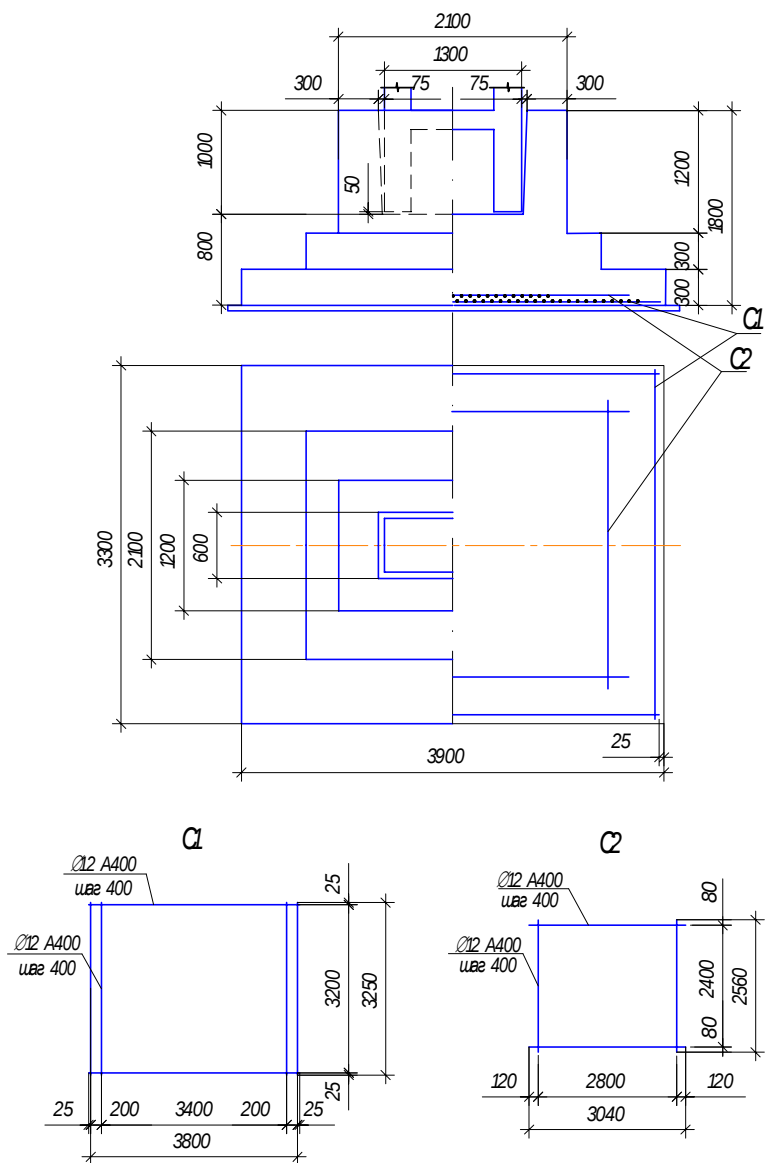


Рис. 4.5. Армирование фундамента и его арматурные изделия

Глава 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ СЕГМЕНТНОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ

5.1. Общие положения

В одноэтажных производственных зданиях массового строительства железобетонные стропильные фермы применяются для перекрытий пролётов 18-30 м. Обычно стропильные фермы размещаются вдоль большего расстояния между колоннами с укладкой на них железобетонных панелей покрытия длиной 6-12 м. Опираение ферм на колонны может осуществляться в уровне нижнего или верхнего пояса.

К общим достоинствам стропильных ферм, по сравнению со стропильными балками, относятся существенно меньший расход материалов на сами конструкции, возможность пропуска технических коммуникаций в пределах межферменного пространства, более простое крепление подвесного транспортного оборудования. Главным недостатком ферм является большая, по сравнению с балками, высота, что приводит к увеличению протяженности ограждающих стеновых панелей и к дополнительным эксплуатационным расходам на отопление и вентиляцию лишнего объема здания.

Геометрические схемы основных типов ферм приведены на рис. 5.1.

1. Фермы с параллельными поясами (рис. 5.1, а) применяются для зданий с плоской кровлей, при этом обеспечиваются условия максимальной механизации кровельных работ. Недостаток таких ферм – относительно большой расход бетона и, как следствие, большая собственная масса.

2. Полигональные (трапециевидные) фермы (рис. 5.1, б) целесообразны при устройстве малоуклонных (до 5%) кровель, при этом сохраняются достоинства плоских кровель, а расход бетона на ферму уменьшается на 4-5%. Однако собственная масса таких ферм остается значительной, поэтому применять их при пролетах более 24 м нецелесообразно.

3. У сегментных ферм (рис. 5.1, в) верхний пояс имеет ломаное очертание с прямолинейными участками между узлами. Вследствие этого в элементах решетки усилия оказываются заметно меньше, чем в других фермах. Кроме того, сумма длин элементов решетки также сокращается. В результате сегментные фермы по расходу материалов и стоимости более экономичны, а пролеты могут быть доведены до 30 м и даже 36 м. Недостаток сегментных ферм – необходимость устройства скатной кровли со значительными изломами, что удорожает строительство.

4. Арочные фермы (рис. 5.1, г) имеют достаточно развитый криволинейный верхний пояс параболического очертания и легкую разреженную решетку. Длину панелей верхнего пояса (расстояние между узлами) принимают равной 4–6 м, нижнего – 6–9 м, пролеты могут быть доведены до 36–42 м, причем арочные фермы оказываются экономичнее сегментных именно при больших пролетах.

5. Арочные безраскосные фермы применяются как под скатную (рис. 5.1, д), так и под малоуклонную или плоскую (рис. 5.1, е) кровли. В статическом отношении эти фермы представляют многоконтурные замкнутые рамы с жесткими узлами, в стойках и поясах которых возникают значительные изгибающие моменты. Это обстоятельство вынуждает разбивать сечения и усиливать армирование элементов ферм, в связи с чем по расходу материалов и стоимости эти фермы в 1,5–2 раза менее экономичны, чем рассмотренные выше типы ферм. Однако эти фермы несколько проще в изготовлении, удобнее в зданиях с малоуклонной или плоской кровлей, а отсутствие раскосов позволяет использовать межферменное пространство для пропуска технологических коммуникаций, устройства межферменных этажей и т.д.

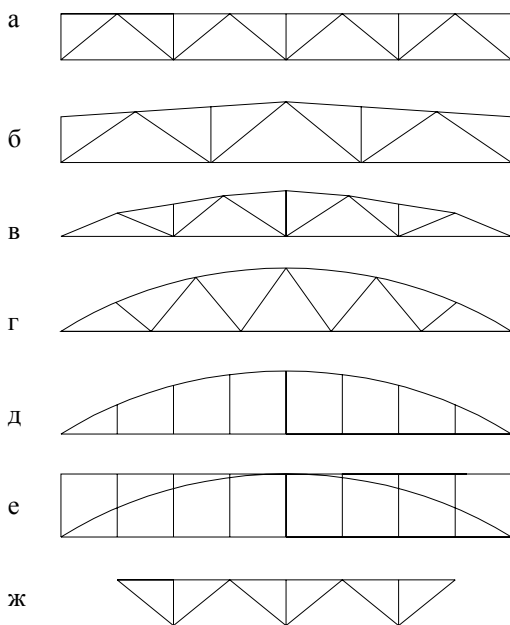


Рис. 5.1. Типы стропильных ферм

6. В фермах с опиранием в уровне нижнего пояса (рис. 5.1, ж) возникает обычно выгодное распределение усилий: как правило, все элементы, кроме нижнего пояса, оказываются сжатыми, что позволяет получить экономичные по расходу материалов решения. Эти фермы очень устойчивы на монтаже, т.к. их центр тяжести расположен ниже опор, и не требуют постановки дополнительных связей. В зависимости от очертания верхнего пояса кровля получается плоской или малоуклонной. Такие

фермы достаточно эффективны даже при традиционном решении – расположении ферм вдоль пролета здания, хотя при этом требуется удлинение колонн на высоту ферм. Но еще ощутимее получается эффект при расположении ферм вдоль меньшего расстояния между колоннами и опирании на фермы панелей покрытия длиной «на пролет», т.е. 18, 24 м. В этом случае фермы не занимают рабочий габарит помещения и высоту здания можно уменьшить на высоту фермы. К недостаткам таких ферм можно отнести некоторое усложнение технологии изготовления, связанное с необходимостью отгибов преднапряженной арматуры.

При назначении габаритных размеров высоту ферм в середине пролета обычно принимают $1/8 \div 1/10$ от пролета. Ширина поясов (из условия опирания панелей покрытия на верхний пояс фермы) назначается не менее 20 см при панелях длиной 6 м, и не менее 25 см при панелях длиной 12 м. Все размеры сечений рекомендуется назначать кратными 2 см и принимать их не менее 20×16 см для поясов и 10×15 см для элементов закладной решетки.

Фермы пролетами 18 и 24 м изготавливают цельными, а пролетом 30 м – составными из двух полуферм.

При реальном проектировании стропильные фермы рассчитываются на совместное действие нагрузки от собственной массы фермы, условно сосредоточенной в узлах, нагрузки от панелей покрытия и кровли, снеговой нагрузки с загруженными $1/4$, $1/2$, $3/4$ и всем пролетом с учетом возможного образования снеговых мешков на скатных кровлях и кровлях с фонарями, а также нагрузки от подвесных коммуникаций и подвесного транспорта. При выполнении курсового проекта в целях сокращения его объема допускается выполнять статический расчет по упрощенной схеме: панели покрытия принимать шириной 3 м с передачей нагрузки в виде сосредоточенных сил, прикладываемых к узлам верхнего пояса, что исключает влияние местного изгиба.

Нормативное значение массы панелей следует принимать по прил.19; значения снеговой нагрузки принимаются по нормам в зависимости от района строительства объекта (см. прил. 14).

Следует выделять 2 случая: случай, когда длительно действует снеговая нагрузка относительно малой интенсивности*, и случай, когда кратковременно действует полная снеговая нагрузка. Для здания без фонарей снеговая нагрузка рассматривается как равномерно распределенная с загружением $1/2$ и всего пролета фермы.

В железобетонных фермах сопряжения отдельных элементов выполняются жесткими. Вследствие этого при взаимном смещении при повороте узлов в элементах фермы возникают изгибающие моменты. Установлено, что влияние жесткости на величину продольных сил и на вели-

* Нагрузка от снега умножается на коэффициент 0,5 для всех снеговых районов, кроме 1 и 2.

чину прогибов фермы не существенно и может не учитываться, т.е. вычисление продольных сил и прогибов может вестись по шарнирной схеме. Влияние изгибающих моментов следует учитывать в эксплуатационной стадии, где они приводят к заметному увеличению ширины раскрытия трещин в растянутых элементах решетки и увеличивая раскрытие трещин в предварительно напряженном нижнем поясе.

В курсовом проекте допускается рассчитывать трещиностойкость нижнего пояса центрально растянутого элемента, но величину усилия образования трещин, вычисляемую по рекомендациям норм [2,4], дополнительно умножать на коэффициент $k=0,85$, учитывающий влияние жесткости узлов. При определении ширины раскрытия трещин в нижнем поясе расчет ведется по рекомендациям [2,4] как для растянутого элемента с увеличением ширины раскрытия трещин на 15%, а в растянутых ненапряженных элементах в 2 раза.

5.2. Данные для проектирования

Ферма проектируется предварительно напряженной на пролет 24 м. Шаг ферм – 12 м. Геометрическая схема фермы показана на рис. 5.2. Рекомендуемые размеры поперечных сечений элементов фермы приведены в табл. 5.1. Ферма изготовлена из тяжелого бетона класса В35: $R_{b,n} = R_{b,ser} = 25,5$ МПа; $R_b = 19,5$ МПа; $R_{bt,n} = 1,95$ МПа; $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа; прочность бетона к моменту обжатия $R_{bp} = 25$ МПа. При шаге ферм 6 м класс бетона следует принимать В30: $R_{b,n} = R_{b,ser} = 22$ МПа; $R_b = 17,0$ МПа; $R_{bt,n} = 1,75$ МПа; $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа; прочность бетона к моменту обжатия $R_{bp} = 21$ МПа (прил. 1-3).

Напрягаемая арматура нижнего пояса А800 $d=15$ мм с натяжением на упоры. $R_{s,n} = R_{s,ser} = 800$ МПа; $R_s = 695$ МПа; $E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа (прил. 4-7).

Сжатый пояс и элементы решетки фермы армируются стержнями класса А400: $R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; хомуты – из арматуры класса А240.

5.3. Определение нагрузок на ферму

Равномерно распределенная нагрузка от покрытия принимается по табл. 2.1 и прикладывается в виде сосредоточенных сил к узлам верхнего пояса. Вес фермы 149 кН также учитывается в виде сосредоточенных сил, приложенных к узлам верхнего пояса.

Вес снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для г. Москва составляет 1800 Н/м².

Снеговая нагрузка рассматривается приложенной в 2 вариантах:

1) вся снеговая нагрузка по всему пролету и на половине пролета является кратковременно действующей;

2) доля длительно действующей снеговой нагрузки, принимаемая равной 0,5 от полной, также прикладывается по всему и на половине пролета фермы.

Подсчет нагрузок на покрытие приведен в табл. 5.2.

Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы:

- постоянная $F_1 = g \cdot B \cdot b = 4,071 \cdot 12 \cdot 3 = 139,25$ кН;
- кратковременная (полная) снеговая $F_{se} = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 1,4 \cdot 12 \cdot 3 = 61,56$ кН;
- длительная снеговая $F_2 = 0,5 \cdot 61,56 = 30,78$ кН.

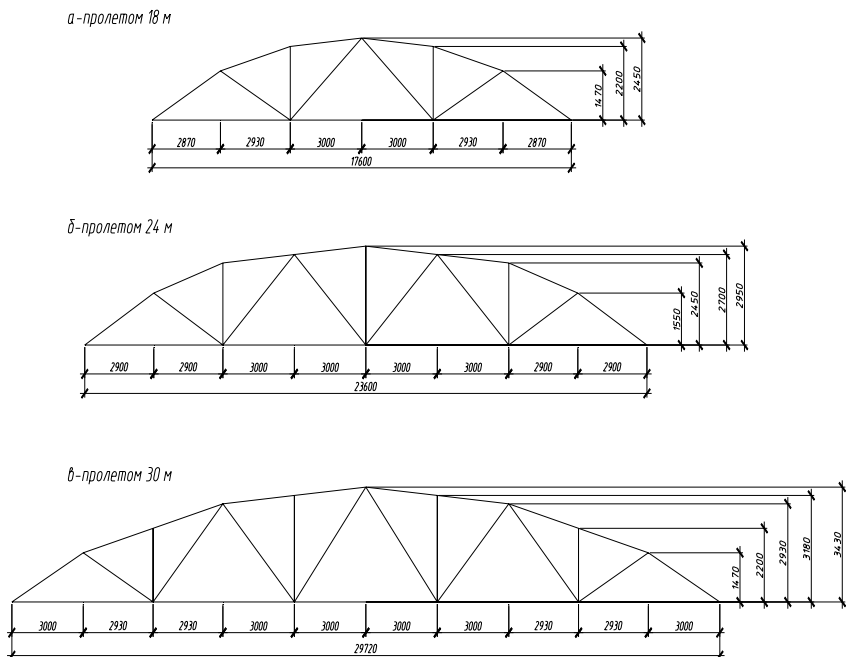


Рис. 5.2. Геометрические схемы стропильных ферм

Таблица 5.1.

Рекомендуемые сечения элементов ферм

Шаг колонн		6	12	6	12	6	12
L		18		24		30	
Сечение							
Пояса	h	220	220	250	280	300	300
	b	250	280	250	300	250	300
Раскосы стойки	h	140-160 (200)**		160 (200)**		150	
	b	250	280	250	300	250	300

** – В скобках – сжатые, без скобок – растянутые.

Таблица 5.2

Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Нормативная, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная, Н/м ²
Постоянная:			
– кровля (см. табл. 2.1)	990	–	1247
– ребристые крупноразмерные плиты 3×12 м;	2050	1,1	2255
– ферма $\frac{149 \cdot 10^3}{24 \cdot 12}$	517	1,1	569
Итого: g	3557		4071
Временная снеговая:			
– кратковременная (полная)	$F_{se} = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1800 = 1260$		1764
– длительная с коэффициентом 0,5	630		882

Узловые нормативные нагрузки:

$$F_{n,1} = 3,557 \cdot 12 \cdot 3 = 121,65 \text{ кН};$$

$$F_{n,2} = 0,63 \cdot 12 \cdot 3 = 21,55 \text{ кН};$$

$$F_{n,3} = 1,26 \cdot 12 \cdot 3 = 43,1 \text{ кН}.$$

5.4. Определение усилий в элементах фермы

Для вычисления продольных усилий в элементах фермы определяют сначала усилия от единичных нагрузок. Это можно сделать известными методами теоретической механики (метод вырезания узлов, построение диаграммы Максвелла-Кремоны) или расчетом на ЭВМ. Для облегчения выполнения курсового проекта в пособии в табличной форме приводятся продольные усилия в элементах ферм пролетом 18, 24 и 30 м от единичных нагрузок. Для ферм 18 и 30 м усилия были определены с помощью ПК Лиры 9.4 на ЭВМ, для фермы 24 м – с помощью построения диаграммы Максвелла-Кремоны и ПК Лиры 9.4, полученные результаты приведены в табл. 5.3. Нумерация элементов приведена на рис. 5.3.

Усилия от действующих нагрузок получают умножением единичных усилий на значения узловых нагрузок F_i . Результаты расчета сведены в табл. 5.4. В графы 4–7 занесены усилия от нормативного и расчетного значений длительной и полной кратковременной снеговой нагрузки. Эти усилия получены путем умножения соответствующих значений узловых нагрузок от снега $F_{n,2}$, $F_{n,3}$, F_2, F_3 на наибольшее из усилий от единичных загрузок фермы по всему пролету или половине пролета. При этом в случаях, когда от этих загрузок возникают усилия разного знака (например, в раскосе РЗ), в табл. 5.4 заносятся оба значения.

В графы 8 и 9 занесены опасные кратковременные усилия от совместного действия постоянной нагрузки (из граф 2, 3), полной и кратковременной снеговой нагрузки (из граф 6, 7) соответственно от нормативного и расчетного значений этих нагрузок. В случае, когда загрузение снеговой нагрузкой может вызвать усилия, противоположные по знаку усилиям, вызываемым постоянной нагрузкой, последние вводятся в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f < 1$.

Например, для раскоса РЗ при среднем коэффициенте надежности для постоянной нагрузки $37,6/32,9 = 1,15$, суммарные опасные кратковременные усилия получаются путем суммирования усилия от постоянной нагрузки (+32,9 кН) с $\gamma_f = 1-0,15 = 0,85$ и усилия от снеговой нагрузки -70,8 кН (при $\gamma_f < 1$), т.е. $+32,9 \cdot 0,85 - 70,8 = -42,8$ кН. Аналогично получено сочетание усилий для данного раскоса при снеговой нагрузке с $\gamma_f = 1 \cdot 32,9 \cdot 0,85 - 49,6 = -21,6$ кН.

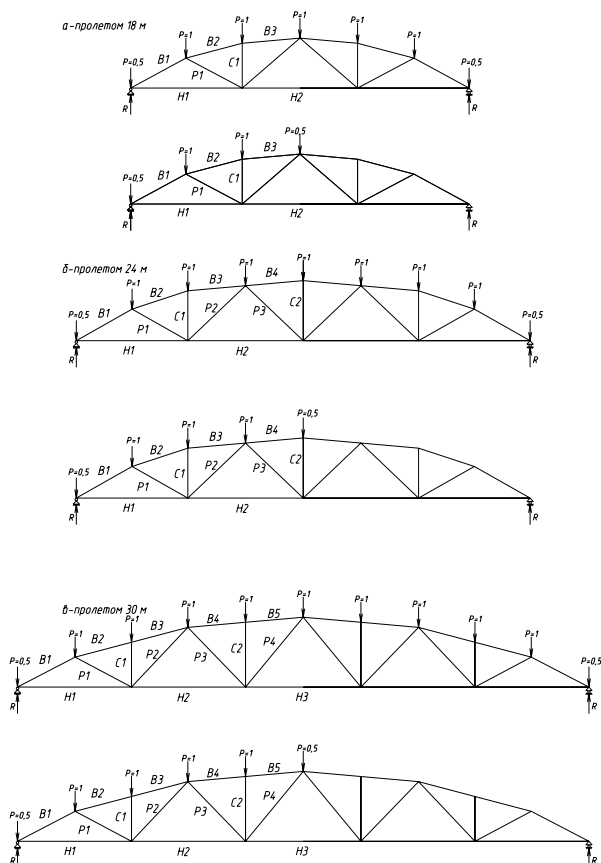


Рис. 5.3. Нумерация элементов и схемы нагружения единичной нагрузкой

5.4.1. Определение единичных усилий методом построения диаграммы Максвелла-Кремоны

Необходимо вычертить схему фермы в масштабе, лучше всего это сделать при помощи чертежных программ на ЭВМ (в нашем случае была задействована программа AutoCAD). Далее размечаются поля (внешние – римскими цифрами, внутренние – буквами), как это показано на рис. 5.4, строится диаграмма Максвелла-Кремоны (см учебник по теоретической механике), определяются сжатые и растянутые элементы фермы и значения единичных усилий в них.

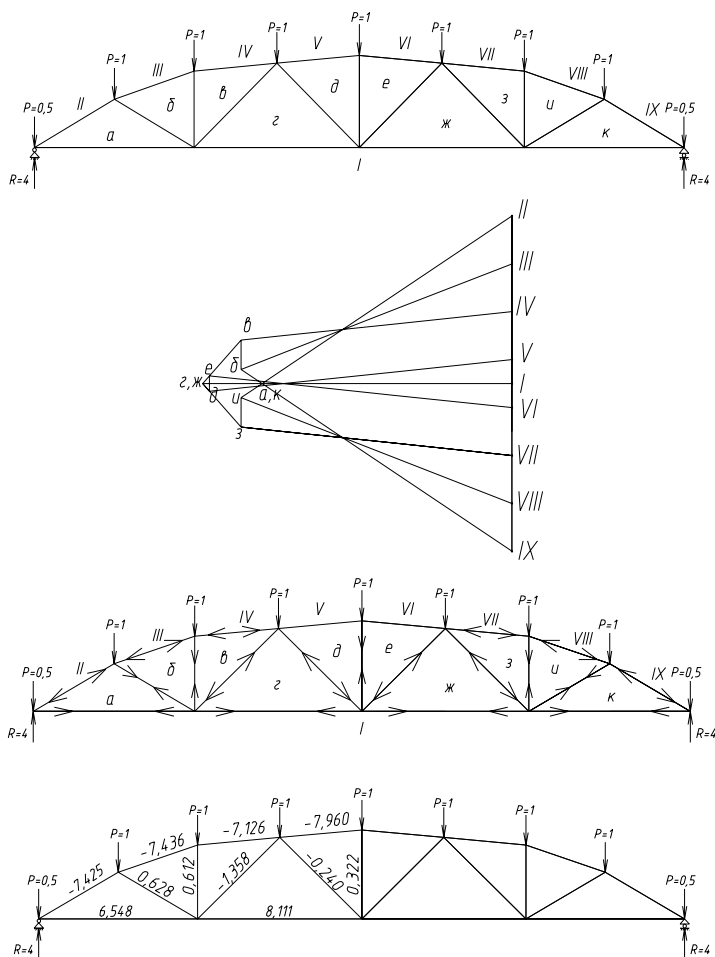


Рис. 5.4. Построение диаграммы Максвелла-Кремоны
(масштаб: 1000 м=1 кН)

5.4.2. Определение единичных усилий на ЭВМ с помощью ПК Лира 9.4

Таблица 5.3.

Усилия в элементах ферм от единичных загрузжений

Элементы фермы	Усилия в элементах, кН					
	При загрузжении всего пролета фермы			При загрузжении половины пролета фермы		
	Ферма 18 м	Ферма 24 м	Ферма 30 м	Ферма 18 м	Ферма 24 м	Ферма 30 м
Нижний пояс:						
Н1	+4,77	+7,04	+8,98	+3,35	+4,71	+6,49
Н2	+5,31	+7,73	+10,58	+2,65	+4,84	+6,82
Н3	-	-	+10,79	-	-	+5,40
Раскосы:						
P1	+0,50	+0,63	+1,90	-0,09;+0,58	+0,56	+0,97
P2	-0,11	-0,77	+0,16	+0,79;-0,9	-0,15	+0,75;-0,6
P3	-	+0,27	+0,79	-	-1,15;+1,42	-
P4	-	-	+0,53	-	-	-0,43;+1,22
						+1,67;-1,14
Стойки:						
C1	-0,15	0,00	-0,97	-0,46;+0,31	0,00	-0,97;+0,01
C2	-	0,00	-0,95	-	0,00	-0,96;+0,01
Верхний пояс:						
B1	-5,38	-7,72	-10,04	-3,78	-5,31	-7,25
B2	-5,37	-7,38	-11,01	-3,37	-4,93	-7,58
B3	-5,23	-7,11	-10,99	-3,27	-4,73	-7,56
B4	-	-8,03	-11,18	-	-4,02	-6,53
B5	-	-	-11,17	-	-	-6,51

Усилия в элементах проектируемой фермы пролетом 24 м (табл. 5.4), получаются при различных схемах загрузки. Для этого усилия в элементах фермы от единичных нагрузок (см. табл. 5.3) умножаются на значения узловых нагрузок для соответствующих схем загрузки.

Таблица 5.4

Усилия в элементах ферм

Элементы фермы	Усилия от постоянной нагрузки		Усилия от длительного действия снеговой нагрузки		Усилия от кратковременного действия снеговой нагрузки		Суммарное опасное кратковременное усилие		Суммарное опасное длительное усилие	
	$\gamma_f = 1$ $F_{n,1}=121,65 \text{ кН}$	$\gamma_f > 1$ $F_1=139,25 \text{ кН}$	$\gamma_f = 1$ $F_{n,2}=21,55 \text{ кН}$	$\gamma_f > 1$ $F_2=30,78 \text{ кН}$	$\gamma_f = 1$ $F_{n,3}=43,1 \text{ кН}$	$\gamma_f > 1$ $F_3=61,56 \text{ кН}$	$\gamma_f = 1$ $N_{n,кр}$	$\gamma_f > 1$ $N_{кр}$	$\gamma_f = 1$ $N_{n,1}$	$\gamma_f > 1$ N_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
H1	+856,4	+980,3	+151,7	+216,7	+303,4	+433,4	+1159,8	+1413,7	+1008,1	+1197,0
H2	+940,4	+1076,4	+166,6	+237,9	+333,2	+475,9	+1273,6	+1552,3	+1107,0	+1314,3
P1	+76,4	+87,85	+21,55	+19,32	+27,1	+38,66	103,5	126,11	+97,95	106,8
P2	-93,7	-107,2	-16,6	-23,7	-33,2	-47,4	-126,9	-154,6	-110,3	-130,9
P3	+32,9	+37,6	-24,8	-35,4	-49,6	-70,8	-21,6	-42,8	-	-
-	-	-	+30,6	+43,7	+61,2	+87,4	+94,1	+125,0	+63,5	+81,3
C1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B1	-939,1	-1075,0	-166,4	-237,6	-332,7	-475,3	-1271,8	-1550,3	-1105,5	-1312,6
B2	-897,8	-1027,7	-159,1	-227,2	-318,1	-454,3	1215,9	-1482,0	-1056,9	-1254,9
B3	-864,9	-990,1	-153,2	-218,8	-306,4	-437,7	1171,3	-1427,8	-1018,1	-1208,9
B4	-976,9	-1118,2	-173,1	-247,2	-346,1	-494,3	1323,0	-1612,5	-1150,0	-1365,4

5.5. Проектирование сечений элементов фермы

5.5.1. Нижний растянутый пояс

Расчет прочности выполняется для наиболее нагруженного элемента Н2 на суммарное опасное кратковременное усилие $N=1552,3 \text{ кН}$ (см. табл. 5.4). Определяется площадь сечения растянутой продольной напрягаемой арматуры класса А800 при

$$A_{sp} = \frac{N}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{1552300}{1,1 \cdot 69500} = 20,30 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаются 9 стержней $\phi 18$ класса А800 с площадью арматуры $A_{sp}=22,91 \text{ см}^2$ (фактическую площадь напрягаемой арматуры для обеспечения требований по трещиностойкости следует принять $\approx$ на 10-15% больше, чем требуется по расчету прочности).

По табл. 5.1 принимается сечение нижнего пояса $b \times h = 30 \times 28 \text{ см}$.

5.5.2. Расчет нижнего пояса на трещиностойкость

Отношение модулей упругости арматуры и бетона

$$\text{Для арматуры А800 } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,8 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} = 5,8.$$

Величина начального предварительного напряжения арматуры принимается согласно [4, п. 2.2.2] из условия $\sigma_{sp} \leq 0,9R_{sn}$, т.е. при $R_{sn}=800 \text{ МПа}$ получается $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$.

Потери предварительного напряжения арматуры вычисляются согласно [4, п. 2.2.3]. Способ натяжения – на упоры, метод натяжения – механический.

Первые потери:

– от релаксации напряжений арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = (0,1 \cdot \sigma_{sp} - 2) = (0,1 \cdot 720 - 2) = 70 \text{ МПа};$$

– от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств ($\Delta t = 65^\circ\text{C}$)

$$\Delta\sigma_{sp2} = (1,25 \cdot \Delta t) = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа};$$

– от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3} = 0$, т.к. всю арматуру натягивают одновременно;

– от деформации анкеров натяжных устройств при $\Delta l = 2 \text{ мм}$

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{25000} 1,8 \cdot 10^5 = 14,4 \text{ МПа} ,$$

где l – длина натягиваемого стержня, мм.

Первые потери предварительного напряжения арматуры составляют

$$\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp1} + \sigma_{sp2} + \sigma_{sp3} + \sigma_{sp4} = 70 + 81,25 + 0 + 14,4 = 165,65 \text{ МПа}.$$

Вторые потери:

– от усадки бетона класса В35

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 36 \text{ МПа} ,$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, принимаемые равными:

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0002 – для бетона класса В35 и ниже;

– от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^3 \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})} ,$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона. При относительной влажности воздуха окружающей среды (40-75%) для класса бетона В40 $\varphi_{b,cr}=1,9$ (В35 – 2,1; В30 – 2,3); σ_{bpj} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j -й группы стержней напряженной арматуры; для симметрично армированного нижнего пояса фермы

$$\sigma_{bpj} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} ,$$

где $P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{(1)}) = 22,91 \cdot 10^{-1} (720 - 165,65) = 1270 \text{ кН} ;$$

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = 30 \cdot 28 + 5,8 \cdot 22,91 = 966,92 \text{ см}^2 .$$

$$\text{Тогда } \sigma_{bpj} = \frac{1270 \cdot 10}{966,92} = 13,13 \text{ МПа};$$

$$\mu_{bpj} - \text{коэффициент армирования } \mu_{bpj} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{22,91}{30 \cdot 28} = 0,0273;$$

y_{sj} – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента. При симметричном обжатии элемента напрягаемой арматурой $y_{sj} = 0$.

Потери от ползучести будут равны

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 5,8 \cdot 2,1 \cdot 13,13}{1 + 5,54 \cdot 0,0273 \cdot 1 \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,1)} = 91,04 \text{ МПа.}$$

Полные потери предварительного напряжения арматуры составят

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp(1)} + \sigma_{sp5} + \sigma_{sp6} = 165,65 + 36 + 91,04 = 292,69 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Значение предварительного напряжения в арматуре вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 0,9$.

Тогда усилие обжатия с учетом полных потерь составит

$$P_2 = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{sp(2)}) \cdot A_{sp} = 0,9 \cdot (720 - 292,69) \cdot 22,91 \cdot 10^{-1} = 881,1 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин,

$$N_{crc} = k \cdot (R_{bt,ser} \cdot A_{red} + P_{(2)}) = 0,85 \cdot [(2,2 \cdot 966,92) \cdot 10^{-1} + 881,1] = 929,7 \text{ кН.}$$

Так как $N_{crc} = 929,7 \text{ кН} < N_{n,кр} = 1273,6 \text{ кН}$, то условие трещиностойкости не выполняется и необходим расчет по раскрытию трещин.

Определим ширину раскрытия трещин от суммарного действия постоянной и полной снеговой нагрузки и сравним ее с допускаемым значением $a_{crc,ult}$:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} \leq a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм (прил. 22);}$$

$$a_{crc1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки для ($a_{crc1} \varphi_1 = 1,4$);

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры (класса А240);

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 – для растянутых элементов;

σ_s – приращение напряжений в продольной предварительно-напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки.

При определении $a_{crc,1}$

$$\sigma_s = \frac{N_{n,l} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{(1107 - 881,1) \cdot 10^3}{22,91} = 98,6 \text{ МПа};$$

l_s – базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами

$$l_s = 0,5 \frac{30 \cdot 28}{22,91} \cdot 1,8 = 32,99 \text{ см} = 330 \text{ мм} < 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_s = 300 \text{ мм}$;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение отнесенных деформаций растянутой арматуры между трещинами

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s},$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре сразу после образования нормальных трещин.

Для центрально-растянутых преднапряженных элементов

$$\begin{aligned} \sigma_{s,crc} &= \frac{N_{s,crc} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{(1093,7 - 881,1) \cdot 10^3}{22,91} = \\ &= 92,79 \text{ МПа} < \sigma_s = 98,6 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

$$\text{Здесь } N_{s,crc} = \frac{N_{crc}}{0,85} = \frac{929,7}{0,85} = 1093,7 \text{ кН}.$$

$$\text{Тогда } \psi_s = 1 - 0,8 \frac{92,79}{98,6} = 0,247.$$

В случае $\sigma_{s, crc} > \sigma_s$ принимаем коэффициент $\psi_s=0,2$.

Ширина раскрытия нормальных трещин a_{crc1} от продолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузки в нижнем поясе фермы, с учетом изгибающих моментов, возникающих в жестких узлах, несколько снижающих трещиностойкость, что учитывается опытным коэффициентом $\gamma_1=1,15$, будет равной:

$$a_{crc1} = 1,15 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,247 \frac{98,6}{1,8 \cdot 10^5} \cdot 300 = 0,038 \text{ мм} < a_{crc1ult} = 0,2 \text{ мм. (прил. 22).}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузки a_{crc3} и от непродолжительного действия постоянной полной снеговой нагрузки a_{crc2} находится по выше-приведенной формуле для a_{crc1} .

При вычислении a_{crc3} : $\varphi_1=1,0$; $\varphi_2=0,5$; $\varphi_3=1,2$; $\psi_s=0,247$; $l_s=300$ мм; $\sigma_s=98,6$ МПа;

$$a_{crc3} = 1,15 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,247 \frac{98,6}{1,8 \cdot 10^5} \cdot 300 = 0,028 \text{ мм}$$

При вычислении a_{crc2} : $\varphi_1=1,0$; $\varphi_2=0,5$; $\varphi_3=1,2$; $\psi_s=0,247$; $l_s=300$ мм;

$$\sigma_s = \frac{N_{a,сп} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{(1273,6 - 881,1) \cdot 10^3}{22,91} = 171,32 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s, crc} = 92,79 \text{ МПа}; \quad \psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{92,79}{171,32} = 0,567;$$

$$a_{crc2} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,567 \frac{171,32}{1,8 \cdot 10^5} \cdot 300 = 0,112 \text{ мм.}$$

Суммарная ширина раскрытия трещин от постоянной и снеговой нагрузок составит

$$a_{crc} = 0,038 + 0,112 - 0,028 = 0,122 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм (см. прил. 22).}$$

Поскольку условия по допустимой ширине раскрытия трещин для a_{crc} и для a_{crc1} выполнены, принятое количество напрягаемой арматуры – 9 ϕ 18 класса А800 с $A_{sp}=22,91$ см² оставляем без изменения. В противном случае количество напрягаемой арматуры следует увеличить и выполнить расчет нижнего пояса на трещиностойкость заново. Расположение арматуры в нижнем поясе фермы показано на рис. 5.5.

Рис. 5.5. Графическая часть (схема армирования фермы, спецификация арматурных изделий)

5.5.3. Верхний сжатый пояс

Из табл. 5.4 видно, что усилия в элементах верхнего пояса (В1–В4) близки по величине, поэтому армирование в них будет одинаковым. Исходя из расчета на усилие, наиболее напряженным элементом является В4, для которого $N=1612,5$ кН, $N_1=1365,4$ кН.

Ширина верхнего пояса принимается из условия опирания плит покрытия пролетом 12 м–300 мм. Ориентировочное значение требуемой площади верхнего пояса

$$A \approx \frac{N}{0,8(\gamma_{b1}R_b + 0,03R_{sc})} = \frac{1612500}{0,8[0,9 \cdot 19,5(100) + 0,03 \cdot 355(100)]} = 714,8 \text{ см}^2.$$

Несколько в запас принимаются размеры сечения верхнего пояса $b \times h = 30 \times 28$ см с площадью $A = 840 \text{ см}^2 > 714,8 \text{ см}^2$.

Случайный начальный эксцентриситет принимаем большим из 3 значений:

$e_a \geq l / 600 = 320 / 600 = 0,533$ см, где $l=320$ см – наибольшее фактическое расстояние между узлами верхнего пояса (в осях);

$$e_a \geq h / 30 = 28 / 30 = 0,933 \text{ см};$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}.$$

Принимается $e_0 = e_a = 1$ см. Расчетная длина в обеих плоскостях $l_0 = 0,9 \cdot 320 = 288$ см. Наибольшая гибкость элемента верхнего пояса

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{288}{28} = 10,3 > 4, \text{ следовательно, необходимо учитывать влия-}$$

ние прогиба стержня на его прочность.

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,43 \cdot 10^7}{288^2} = 5266 \text{ кН},$$

где D – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии.

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot J}{\varphi_1(0,3 + \delta_0)} + 0,7 \cdot E_s \cdot J_s;$$

$$J = \frac{30 \cdot 28^3}{12} = 54880 \text{ см}^4;$$

$$\varphi_1 = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + 1 \frac{136,54}{161,25} = 1,847,$$

$\beta = 1$ для тяжелого бетона;

$$M_{II} = M_I + N_I \frac{h_0 - a}{2} = 0 + 1365,4 \frac{0,24 - 0,04}{2} = 136,54 \text{ кНм};$$

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a}{2} = 0 + 1612,54 \frac{0,24 - 0,04}{2} = 161,25 \text{ кНм};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{1,0}{28} = 0,036 < \delta_{e,\min} = 0,15.$$

Принимаем $\delta_e = 0,15$.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} = 5,8$$

Поскольку количество арматуры неизвестно, принимаем в первом приближении коэффициент армирования $\mu = 0,01$ (т.к. площадь сечения была принята с небольшим запасом). Находим

$$J_s = \mu b h_0 (0,5h - a)^2 = 0,01 \cdot 30 \cdot 24 (0,5 \cdot 28 - 4)^2 = 720 \text{ см}^4;$$

$$D = \frac{0,15 \cdot 34,5 \cdot 10^2 \cdot 54880}{1,847(0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 720 = 4,43 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Коэффициент, учитывающий гибкость

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1612,5}{5266}} = 1,449.$$

Расчетный эксцентриситет

$$e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a) = 1,0 \cdot 1,449 + 0,5(24 - 4) = 11,45 \text{ см}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531.$$

Далее вычисляется

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b1} R_b b h_0} = \frac{1612,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 24} = 1,276 > \xi_R = 0,531 - \text{второй случай}$$

внецентренного сжатия (случай «малых» эксцентриситетов).

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1,276 + 0,531}{2} = 0,904 < 1.$$

Для дальнейших расчетов принимается $\xi_1 = 0,904$.

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{1612,5 \cdot 10^3 \cdot 11,45}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 24^2} = 0,609;$$

$$\delta_e = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{24} = 0,167;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,609 - 0,904 \left(1 - \frac{0,904}{2}\right)}{1 - 0,167} = 0,136 > 0.$$

В случае $\alpha_s < 0$ арматура по расчету не требуется и верхний пояс армируют конструктивно, исходя из минимального процента армирования, в нашем случае $\mu_{\min} = 0,2\%$. Тогда $A_s = A_s^l = 0,002bh_0$, но не менее $2\phi 10$. В случае $\alpha_s > 0$ необходимо вычислить относительную высоту сжатой зоны ξ , требуемую площадь арматуры $A_s = A_s^l$ и процент армирования μ .

Минимальный процент армирования принимается исходя из гибкости элемента

$$i = \sqrt{\frac{bh^2}{12}},$$

$$\lambda < 17; \quad \mu = 0,0005;$$

$$\lambda : 17 \div 35; \quad \mu = 0,001;$$

$$\lambda : 35 \div 83; \quad \mu = 0,002;$$

$$\lambda > 83; \quad \mu = 0,0025.$$

В данном случае:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{288}{8} = 36; \quad i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{28^2}{12}} = 8;$$

....

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,276(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,136 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,136} = 1,0;$$

$$A_s = A_s^l = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 24}{355} \cdot \frac{0,609 - 1 \left(1 - \frac{1}{2}\right)}{1 - 0,167} = 4,66 \text{ см}^2.$$

$$\mu = \frac{A_s + A_s^l}{b \cdot h_0} = \frac{4,66 + 4,66}{30 \cdot 24} = 0,0129,$$

что незначительно отличается от принятого при определении критической силы $N_{cr} (\mu = 0,01)$. Пересчет не производится и по сортаменту подбирается требуемый диаметр арматуры. В противном случае корректируется значение μ и производится пересчет.

Окончательно принимается армирование верхнего пояса в виде $4\phi 18$ A400 с $A_s + A'_s = 10,18 \text{ см}^2$.

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} = \frac{10,18}{30 \cdot 24} = 0,0141, \text{ что превышает } 2\mu_{\min} = 0,004.$$

Хомуты из условия свариваемости с продольной арматурой диаметра 18 мм принимаем $\phi 6$ A240 и устанавливаем их с шагом 250 мм, что не превышает $15d = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}$ и не более 500 мм.

5.5.4. Растянутый раскос P1

В данном раскосе возникают усилия (см. табл. 5.4): $N=126,11 \text{ кН}$, $N_{n,l}=97,95 \text{ кН}$; $N_l=106,77 \text{ кН}$.

Для обеспечения прочности раскоса необходимая площадь продольной арматуры класса A400 составляет

$$A = \frac{N}{R_s} = \frac{126,11 \cdot 10^3}{355 \cdot 100} = 3,55 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаются $4\phi 12$ A400 с $A_s=4,52 \text{ см}^2$. Поскольку рассматриваемая ферма бетонируется целиком, ширина всех элементов решетки принята $b=30 \text{ см}$.

Для растянутого раскоса, согласно табл. 5.1, $b \times h = 30 \times 16 \text{ см}$. Коэффициент армирования $\mu = \frac{4,52}{30 \cdot 16} = 0,00942 > \mu_{\min} = 0,002$ (для центрально-растянутых элементов).

Ко всем элементам решетки предъявляются требования 3 категории по трещиностойкости.

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин

$$N_{crc} = k \cdot R_{bt,ser} \cdot (A + \alpha A_s) = 0,85 \cdot 1,95 \cdot 10^3 (0,3 \cdot 0,16 + 5,8 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}) = 83,9 \text{ кН} < 103,5 \text{ кН},$$

$$\text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} = 5,8.$$

Так как $N_{crc} < N_{n,кр}$, то условие трещиностойкости не выполняется и необходим расчет по раскрытию трещин.

Определим ширину раскрытия трещин от суммарного действия постоянной и полной снеговой нагрузки и сравним ее с допускаемым значением $a_{crc,ult}$.

$$a_{ac} = a_{ac1} + a_{ac2} - a_{ac3} \leq a_{acult} = 0,4 \text{ мм (см. прил. 22);}$$

$$a_{ac1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где $\varphi_1=1,4$ (см. расчет нижнего пояса фермы);

$$\varphi_2=0,5;$$

$$\varphi_3=1,2;$$

$$\sigma_s = \frac{N_{nl}}{A_s} = \frac{97,95 \cdot 10}{4,52} = 216,7 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 400 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s,crc} = \frac{N_{crc}}{A_s} = \frac{83,9 \cdot 10}{4,52} = 185,6 < \sigma_s = 216,7 \text{ МПа};$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{185,6}{216,7} = 0,315.$$

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 0,5 \frac{30 \cdot 16}{4,52} \cdot 1,2 = 63,7 \text{ см} = 637 \text{ мм}, \text{ что превышает } 400 \text{ мм}$$

и более $40d_s = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ см} = 480 \text{ мм}$.

Принимаем $l_s = 400 \text{ мм}$.

Тогда

$$a_{ac1} = 2 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,315 \frac{216,7}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,229 \text{ мм} < a_{acult} = 0,3 \text{ мм (см. прил.22)}.$$

В случае $a_{ac1} > a_{acult}$, следует увеличить диаметр продольной рабочей арматуры и повторить расчет.

Ширина раскрытия трещин a_{crc3} от непродолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузки:

$$a_{crc3} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,315 \frac{216,7}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,164 \text{ мм},$$

здесь $\varphi_1=1,0$; $\varphi_2=0,5$; $\varphi_3=1,2$; $\psi_s=0,315$; $l_s=400 \text{ мм}$; $\sigma_s=216,7 \text{ МПа}$.

Ширина раскрытия трещин a_{ac2} от непродолжительного действия постоянной полной снеговой нагрузки:

$$a_{ac2} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,352 \frac{229}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,193 \text{ мм},$$

здесь $\varphi_1 = 1,0$; $\varphi_2 = 0,5$; $\varphi_3 = 1,2$; $\sigma_{s,crc} = 185,6$; $l_s = 400 \text{ мм}$;

$$\sigma_s = \frac{N_l}{A_s} = \frac{103,5 \cdot 10}{4,52} = 229,0 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 400 \text{ МПа};$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{185,6}{229} = 0,352.$$

Суммарная ширина раскрытия трещин от постоянной и снеговой нагрузок составит

$a_{crc}=0,229+0,193-0,164=0,258$ мм < $a_{crc,ult}=0,4$ мм. Если при расчете суммарной ширины раскрытия трещин получится $a_{crc} > a_{crc,ult}$, следует увеличить диаметр продольной арматуры и сделать пересчет.

Окончательно принимается армирование раскоса в виде 4φ12 A400. (Во всех случаях растянутые элементы решетки должны армироваться не менее, чем 4φ10 A400).

Диаметр поперечной арматуры (из условия сварки с продольной) – φ6A240 с шагом $S = 500$ мм, что не превышает $S_{max}=2 \cdot b=2 \cdot 280=560$ мм и менее 600 мм.

5.5.5. Сжатый раскос P2

Усилия в элементе $N=154,6$ кН; $N_l=130,9$ кН (см. табл. 5.4).

Ориентировочное значение требуемой площади сечения раскоса

$$A \approx \frac{N}{0,8(\gamma_{bl}R_b + 0,03R_{sc})} = \frac{154600}{0,8[0,9 \cdot 19,5(100) + 0,03 \cdot 355(100)]} = 68,53 \text{ см}^2.$$

С учетом технологии изготовления фермы (бетонируется в горизонтальном положении целиком) примем размеры сечения раскоса согласно рекомендациям табл. 5.1 $b \times h = 30 \times 20$ см с площадью

$$A=600 \text{ см}^2 > 68,53 \text{ см}^2.$$

Фактическая длина элемента равна 404 см. Расчетная длина при расчете в плоскости фермы (плоскость наибольшей гибкости для принятых размеров сечения раскоса) равна $l_0=0,8 \cdot 404=0,81=323,2$ см.

Случайный начальный эксцентриситет:

$$e_a \geq 1/600=404/600=0,673 \text{ см};$$

$$e_a \geq h/30=20/30=0,667 \text{ см};$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}.$$

Принимаем $e_0=e_a=1$ см. Наибольшая гибкость раскоса

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{323,2}{20} = 16,6 > 4, \text{ следовательно, необходимо учитывать влияние}$$

прогиба стержня на его прочность.

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 1,461 \cdot 10^7}{323,2^2} = 1379 \text{ кН},$$

где D - жесткость железобетонного элемента в предельной стадии.

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot J}{\varphi_1(0,3 + \delta_0)} + 0,7 \cdot E_s \cdot J_s = \frac{0,15 \cdot 34,5 \cdot 10^2 \cdot 20000}{1,847(0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 153,9 = 1,461 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{см}^2;$$

$$J = \frac{30 \cdot 20^3}{12} = 20000 \text{ см}^4;$$

$$\varphi_1 = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + 1 \frac{9,16}{10,82} = 1,847,$$

здесь $\beta = 1$ для тяжелого бетона;

$$M_{II} = N_l \frac{h_0 - a}{2} = 130,9 \frac{0,17 - 0,03}{2} = 9,16 \text{ кНм};$$

$$M_1 = N \frac{h_0 - a}{2} = 154,6 \frac{0,17 - 0,03}{2} = 10,82 \text{ кНм};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{1,0}{20} = 0,05 < \delta_{e,\min} = 0,15.$$

Принимаем $\delta_e = 0,15$.

Поскольку площадь сечения раскоса принята с большим запасом, площадь арматуры назначается минимально возможной. В сжатых элементах продольную арматуру следует устанавливать в количестве не менее конструктивного минимума, а в элементах решетки стропильных ферм, кроме того, не менее $4\phi 10$ А400. Принимаем именно эту арматуру – $4\phi 10$ А400 с $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A_s^l}{b \cdot h_0} = \frac{3,14}{30 \cdot 17} = 0,00616 > 2\mu_{\min} = 0,004,$$

тогда $J_s = (A_s + A_s^l)(0,5h - a)^2 = 3,14(0,5 \cdot 20 - 3)^2 = 153,9 \text{ см}^4$.

Коэффициент, учитывающий гибкость,

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{154,6}{1379}} = 1,124$$

Расчетный эксцентриситет

$$e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a) = 1,0 \cdot 1,124 \cdot 0,17 + 0,5(17 - 3) = 8,124 \text{ см}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi_R = 0,531$ (см. расчет верхнего пояса).

Далее вычисляем:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b1} R_b b h_0} = \frac{154,6 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 17} = 0,173 < \xi_R = 0,531 \quad - \text{имеем пер-}$$

вый случай внецентренного сжатия (случай «больших» эксцентриситетов).

Для этого случая вычисляем:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{154,6 \cdot 10^3 \cdot 8,124}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 17^2 \cdot 100} = 0,083;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{3}{17} = 0,176;$$

$$A_s = A_s^I = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \zeta \left(1 - \frac{\zeta}{2}\right)}{1 - \delta};$$

$$A_s = A_s^I = \frac{0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 17}{355} \cdot \frac{0,083 - 0,173 \left(1 - \frac{0,173}{2}\right)}{1 - 0,176} = -2,29 \text{ см}^2 < 0.$$

Поскольку $A_s = A_s^I < 0$ и при определении N_{cr} задавались процентом армирования, исходя из минимального допустимого диаметра, перерасчет не производится.

Остается ранее принятая площадь арматуры $A_s = 3,14 \text{ см}^2$, что соответствует $4\phi 10$ А400. Хомуты $\phi 6$ А240 устанавливаются с шагом 150 мм, что не превышает $15d = 15 \cdot 10 = 150 \text{ мм}$ и не более 500 мм.

В случае если $A_s = A_s^I > 0$, по сортаменту подбирается требуемый диаметр арматуры из условия, чтобы фактическая площадь арматуры ($A_s = A_s^I$)^{факт} превышала требуемую по расчету. Затем вычисляется про-

цент армирования $\mu = \frac{(A_s + A_s^I)^{\text{факт}}}{b \cdot h_0}$ и сравнивается с μ принятым при вы-

числении N_{cr} . Если значения μ близки между собой, расчет прекращается, оставляя принятое количество арматуры. В противном случае необходимо задаться новым значением μ и сделать перерасчет.

Схема армирования фермы представлена на рис. 5.5.

5.6. Расчет и конструирование узлов ферм

При конструировании фермы необходимо уделять особое внимание надлежащей заделке сварных каркасов элементов решетки в узлах. Длину заделки l_z напрягаемой арматуры принимают:

- для канатов диаметром $d=12-15 \text{ мм}$ $l_z=150 \text{ см}$;
- для проволоки периодического профиля $l_z=100 \text{ см}$;
- для стержневой арматуры $=35d$, где d – диаметр стержня, см.

При меньшей длине заделки анкеровка напрягаемой арматуры обеспечивается постановкой по расчету соответствующих поперечных стержней.

5.6.1. Расчет промежуточного узла 2 верхнего пояса

К узлу 2 примыкает растянутый раскос P1. Расчет сводится к определению площади сечения поперечных стержней, компенсирующих понижение расчетного усилия в арматуре раскоса на длине заделки l_1 (рис. 5.6). Длина заделки l_1 арматуры растянутого раскоса за линию отрыва АВ принималась по оси раскоса и определялась из геометрических построений. Можно определить длину l_1 и l_2 графически, вычертив узел в масштабе не менее 1:5. Фактическая длина заделки l_1 составила 250 мм, а требуемая длина заделки арматуры $\phi 12$ A400 составляет $l_{an}=35d=35\cdot 12=420$ мм.

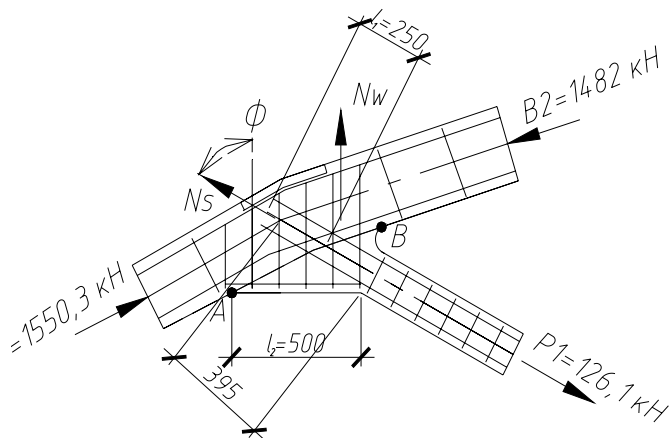


Рис. 5.6. Схема к расчету узла 2 верхнего пояса

Требуемая площадь сечения одного поперечного стержня.

$$A_{sw} = \frac{N \left(1 - \frac{k_2 l_1 + a}{k_1 l_{an}} \right)}{n \cdot R_{sw} \cdot \cos \varphi} = \frac{126,1 \cdot 10^3 \cdot \left(1 - \frac{1 \cdot 250 + 24}{0,786 \cdot 420} \right)}{10 \cdot 285 \cdot 0,473} = 16 \text{ мм}^2,$$

где $N = P_2 = 126,1$ кН; a – условное увеличение длины заделки растянутой арматуры с анкерами и зависящее от вида анкеров; в примере предусмотрены анкера в виде высаженных головок, тогда $a = 2d = 2 \cdot 12 = 24$ мм;

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{R_s} = \frac{N}{R_s A_s} = \frac{126,1 \cdot 10^3}{355 \cdot 452} = 0,786;$$

$k_2=1$ – для узлов верхнего пояса; $\varphi=61,78$ – угол между поперечными стержнями направлением растянутого раскоса P1, $R_{sw}=285$ МПа; $n=12$ – количество поперечных стержней, пересекаемых линией АВ, за вычетом стержней, расположенных ближе 100 мм к точке А и В; при

двух каркасах в узле и шаге поперечных стержней 80 мм на линии АВ размещается

$$n = \frac{500 \cdot 2}{80} - 2 = 10 \text{ шт.}$$

Принимаются поперечные стержни $\phi 6$ А400 ($A_{sw}=0,28 \text{ см}^2$) с шагом 80 мм. Площадь сечения окаймляющего стержня каркаса узла

$$A_s = \frac{0,04 \cdot N}{n_2 \cdot R_{0s}} = \frac{0,04 \cdot 126,1 \cdot 10^3}{2 \cdot 90} = 28 \text{ мм}^2,$$

где $R_{0s}=90$ МПа – расчетное напряжение в окаймляющем стержне, установленное из условия ограничения ширины раскрытия трещин; $n_2=2$ – число окаймляющих стержней, равное числу каркасов в узле. Принимаются окаймляющие стержни из $\phi 10$ А400 ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$).

5.6.2. Расчет опорного узла фермы

В опорном узле подбираются:

– дополнительная продольная арматура, компенсирующая понижение расчетного усилия в напрягаемой арматуре из-за недостаточной анкеровки последней в узле;

– поперечные стержни, обеспечивающие прочность по наклонным сечениям для двух схем разрушения (рис. 5.7, а, б). Требуемая площадь дополнительной ненапрягаемой арматуры

$$A_s = \frac{0,2 \cdot N_1}{R_s} = \frac{0,2 \cdot 1413700}{355(100)} = 7,96 \text{ см}^2,$$

где N_1 – расчетное продольное усилие в стержне Н1 нижнего пояса, величина которого равна $N_1 = 1413,7$ кН. Принято $4\phi 16$ класса А500 с фактической площадью сечения $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

Требуемая длина анкервки ненапрягаемой арматуры $l_{an} = 35d = 35 \cdot 16 = 560$ мм, что больше фактического значения заделки $l_1 = 470$ мм за линию АВ (рис. 5.7, а; размеры l_1 и l_2 – из геометрии узла). В дальнейших расчетах принимается фактическая длина заделки ненапрягаемой и напрягаемой арматуры за линию АВ, одинаковая и равная $l_{an}^0 = l_p^0 = l_1 = 470$ мм. Для напрягаемой арматуры класса А800 длина анкервки, обеспечивающая полное использование арматуры по прочности, составляет $l_p = 35d = 35 \cdot 18 = 630$ мм.

Подбор поперечной арматуры. Площадь поперечных стержней подбирается для двух схем разрушения: от отрыва по линии АВ (рис. 5.7, а) при недостаточном заанкеривании продольной арматуры и от изгиба по наклонному сечению АВ (рис. 5.7, б).

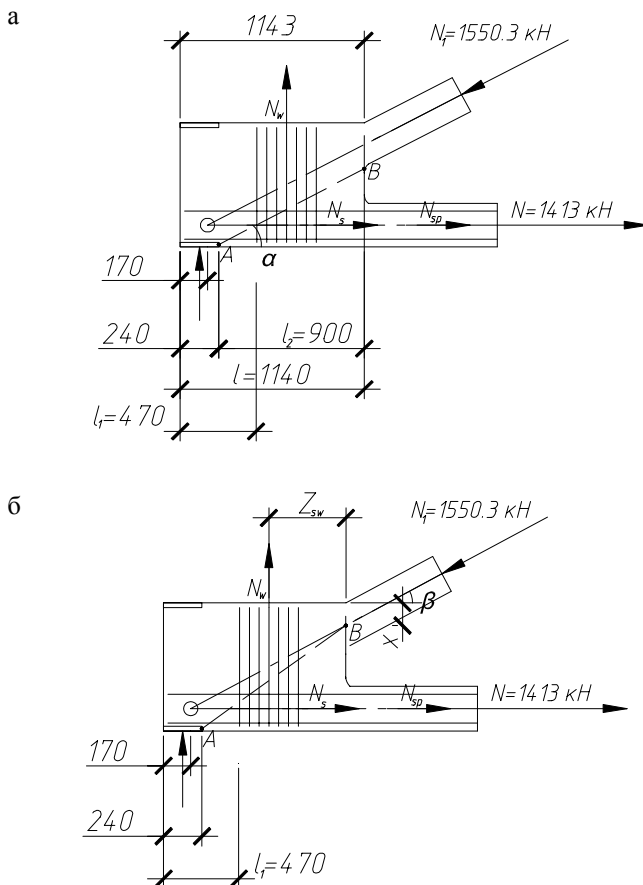


Рис. 5.7. Схемы к расчету опорного узла

Расчет на отрыв по наклонному сечению АВ. В опорном узле принимаются два каркаса. Они располагаются у противоположных граней узла; шаг поперечных стержней в каркасе 100 мм. Тогда наклонное сечение АВ пересекает $n=2 \cdot 8=16$ стержней (из общего количества пересекаемых стержней исключаются те, которые расположены ближе 100 мм от точки А).

Требуемая площадь сечения одного поперечного стержня

$$A_{sw} = \frac{N_1 - N_{sp} - N_s}{n \cdot R_{sw} \cdot \sin \alpha} = \frac{(1550,3 - 1188 - 293) \cdot 10}{16 \cdot 300 \cdot 1,868} = 0,08 \text{ см}^2,$$

где N_{sp} – усилие в напрягаемой арматуре в расчетном сечении;

$$N_{sp} = A_{sp} \cdot R_{sp} \cdot \frac{l_p^0}{l_p} = 2291 \cdot 695 \cdot \frac{470}{630} = 1188 \text{ кН};$$

N_s – усилие в ненапрягаемой арматуре в расчетном сечении;

$$N_s = A_s \cdot R_s \cdot \frac{l_{an}^0}{l_{an}} = 804 \cdot 435 \cdot \frac{470}{560} = 293 \text{ кН};$$

l_{an}^0/l_{an} принято равным 1, т.к. обеспечено заанкеривание этой арматуры за линию отрыва АВ;

$\alpha \approx 28,16^\circ$ – угол наклона линии АВ;

$R_{sw} = 300$ МПа – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры для класса А500.

Принимаются стержни диаметром 6 мм класса А500 с фактической площадью арматуры $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$.

Расчет на изгиб по наклонному сечению АВ. Требуемая площадь сечения одного поперечного стержня

$$A_{sw} = \frac{N_1 \cdot (l - a) \cdot \sin \beta - N_{sp} \cdot (h_{0p} - 0,5 \cdot x) - N_s \cdot (h_{0s} - 0,5 \cdot x)}{n \cdot R_{sw} \cdot z_{sw}} =$$

$$= \frac{[1550,3(1140 - 170)0,492 - 1188(660 - 0,5 \cdot 249) - 293(660 - 0,5 \cdot 249)] \cdot 10}{16 \cdot 300 \cdot 400} < 0 \text{ мм}^2,$$

где $N_1 = 1550,3$ кН – усилие в верхнем поясе; β – угол наклона стержня В1 верхнего пояса;

$$\sin \beta = 0,468;$$

$h_{0p} = h_{0s}$ – рабочая высота опорного сечения фермы;

$$h_{0p} = h_{0s} = h - 0,5 \cdot h_{np} = 800 - 0,5 \cdot 280 = 660 \text{ мм};$$

x – высота сжатой зоны бетона;

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{(1188 + 293) \cdot 10^3}{0,9 \cdot 22 \cdot 300} = 249 \text{ мм};$$

z_{sw} – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до равнодействующей усилий в поперечной арматуре опорного узла;

$$z_{sw} \approx (l_2 - 100) \cdot 0,5 = (1100 - 100) \cdot 0,5 = 500 \text{ мм};$$

a – расстояние от торца до центра опорного узла.

Так как расчетное значение A_{sw} получилось отрицательным, то конструктивно принимаем в опорном узле поперечные стержни $\phi 10$ А500 с фактической площадью сечения $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$ с шагом 100 мм.

ВОПРОСЫ ДЛЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1. Основные принципы компоновки каркаса.
2. Обеспечение пространственной жесткости поперечной рамы каркаса.
3. Обеспечение пространственной жесткости продольных рам каркаса.
4. Принципы определения постоянных и временных нагрузок на поперечную раму.
5. Основные понятия о статическом расчете поперечной рамы.
6. Принципы составления расчетных сочетаний усилий.
7. Расчетные схемы работы фермы.
8. Принцип определения усилий в стержнях фермы от действия постоянных и снеговых нагрузок.
9. Основные отличия в расчете прочности сжатых и растянутых стержней фермы.
10. Принципы армирования стержней фермы.
11. Основные понятия о расчете и конструировании опорного узла фермы.
12. Основные понятия о расчете и конструировании промежуточного узла фермы.
13. Определение расчетной длины надкрановой и подкрановой частей колонны.
14. Методика учета влияния продольного изгиба при подборе продольной арматуры колонны.
15. Расчетные случаи работы железобетонного элемента на внецентренное сжатие.
16. Суть расчета прочности нормальных сечений колонны.
17. Требования по расположению продольной арматуры в сечении колонны.
18. Минимальные и максимальные проценты насыщения сечения продольной арматурой.
19. Требования по постановке поперечной арматуры колонны.
20. Конструктивные элементы отдельно стоящего фундамента под колонну. Варианты компоновки фундамента в целом и его плитной части.
21. Перечень расчетов, в которых используются нормативные и расчетные усилия.
22. Цель расчета фундамента по деформациям.
23. Ограничения по величинам реактивного давления грунта под подошвой.
24. Суть и конечная цель расчета фундамента на продавливание (варианты расчетных схем).
25. Суть расчета фундамента на раскалывание.
26. Суть проверки достаточности высоты нижней ступени.
27. Расчетные схемы для определения изгибающих моментов в сечениях фундамента.
28. Суть и конечная цель расчета прочности нормальных сечений фундамента.
29. Обоснование возможности и условия обрыва арматуры подошвы фундамента.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85*. – М.: Минрегион России, 2011.
3. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М., 2005.
6. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). М., 2006.
7. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений / Ленпромстройпроект Госстроя СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
8. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по ЕВРОНОРМАМ: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2007.
9. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. 5-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1991.
10. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: учеб. пособие. – М.: Высш. шк., 2006.
11. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2006.
12. Боровских А.В. Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2004.
13. Евстифеев В.Г. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование): учеб. пособие. – СПб.: «Иван Федоров», 2005.
14. Бондаренко В.М. и др. Железобетонные и каменные конструкции: учебник. – М.: Высш. шк., 2002.
15. Заикин А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. учеб. пособие. – М.: АСВ, 2001.
16. Заикин А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания. учеб. пособие. – М.: АСВ, 2002.
17. Заикин А.И., Кришан А.Л. Автоматизированный расчет строительных конструкций. учеб. пособ. – Магнитогорск: МГТУ, 2004.
18. Заикин А.И., Кришан А.Л. Расчет железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания: учеб. пособие. – Магнитогорск: ГОУ ВПО МГТУ, 2010.

19. Залесов А.С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций монолитных зданий. – М.: ОАО «ЦПП», 2007.
20. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции. Ч. I, II. – М.: Высш. шк., 1988.
21. Кузнецов В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2002.
22. Кумпак О.Г. и др. Железобетонные и каменные конструкции: учебник. – М.: АСВ, 2009.
23. Маилян Р.П., Маилян Д.Р., Веселов Ю.А. Строительные конструкции: учеб. пособие. – Ростов-н/Д.: Феникс, 2004.
24. Мурашкин Г.В., Снегирева А.И. Лабораторный практикум по железобетонным и каменным конструкциям: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2006.
25. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: учебник. – М.: Высш. шк., 1989.
26. Попов Н.Н., Чарьев М. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. пособие. – М.: Высш. шк., 1996.
27. Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / под ред. А.Б. Голышева. – Киев: Будивельник, 1990.
28. Талантова К.В. Проектирование железобетонных стропильных балок с примерами расчетов: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2006.
29. Интернет-ресурс Министерства регионального развития РФ <http://minregion.ru>.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$

Вид сопро- тивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{b,n}, R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растя- жение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85	1,15	1,40	1,50	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt}

Вид сопро- тивле- ния	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растя- жение осевое, R_{bt}	0,57	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Значения начального модуля упругости бетона E_b

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Нормативные значения сопротивления
арматуры растяжению $R_{s,n}$

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
A240	6-40	240(2450)
A300	10-40	300(3050)
A400	6-40	1000(4050)
A500	6-40	500(5100)
A540	20-40	540(5500)
A600	10-40	600(6100)
A800	10-40	800(8150)
A1000	10-40	1000(10200)
B500	3-12	500(5100)
Bp1200	8	1200(12200)
Bp1300	7	1300(13200)
Bp1400	4; 5; 6	1400(14300)
Bp1500	3	1500(15300)
K1400 (К-7)	15	1400(14300)
K1500 (К-7)	6; 9; 12	1500(15300)
K1500 (К-19)	14	1500(15300)

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Расчетные значения сопротивления арматуры
растяжению R_s и R_{sc}

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	215	215	B500	415	415 (360)
A300	270	270	B1200	1000	500 (400)
A400	355	355	Bp1300	1070	500 (400)
A500	435	435(400)	Bp1400	1170	500 (400)
A540	450*	200	Bp1500	1250	500 (400)
A600	520	470 (400)	K1400	1170	500(400)
A800	695	500 (400)	K1500	1250	500 (400)
A1000	830	500 (400)			

*Если при упрочнении вытяжкой арматуры класса A540 контролируется удлинение и напряжение арматуры, расчетное сопротивление растяжению R_s допускается принимать равным 490 МПа (5000 кгс/см²).

Значение R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузок.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw}

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа (кгс/см ²)	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)	300 (3060)

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Значения модуля упругости арматуры E_s

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

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Значения ξ , φ , α_m

ξ	φ	α_m	ξ	φ	α_m	ξ	φ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,8	0,32	0,70	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,80	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,90	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1,00	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375			

ПРИЛОЖЕНИЕ 9Значения ξ_R , α_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Минимальный класс бетона элементов
с предварительно напряженной арматурой

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: A540-A800	B20
A1000	B30
Арматура классов: Bp1200, Bp1300	B30
Bp1400, Bp1500	B30
K1400, K1500	B30

ПРИЛОЖЕНИЕ 11

Сортамент арматурных канатов класса K1400(K-7); K1500(K-7)

Класс и номинальный диаметр каната, мм		Диаметр проволоки, мм	Площадь поперечного сечения каната, см ²	Теоретическая масса 1-го пог.м каната, кг
K1500	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,510	0,402
	12	4	0,906	0,714
K1400	15	5	1,416	1,116

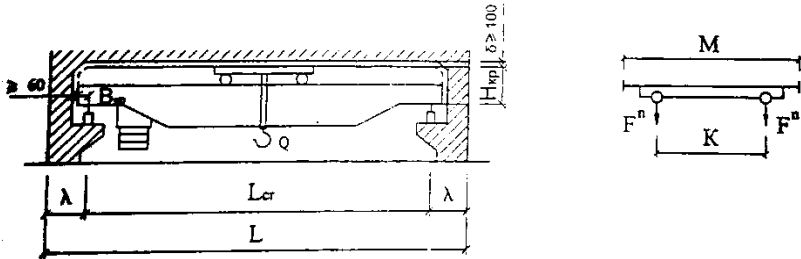
ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

ПРИЛОЖЕНИЕ 13

Примерные технические характеристики мостовых опорных кранов грузоподъемностью (16–50)т для группы режима работы 5К



Q, т	L _{кр} , м	Основные размеры, мм				Давление колеса на рельс, кН	Вес, кН	
		M, мм	K, мм	H _{кр} , мм	B _{кр} , мм	F _{п, max}	тележки, G _п	крана конструктивная G
16/3,2	16,5	5600	4400	2300	260	140	47	200
	22,5					150		230
	28,5					170		290
20/5	16,5	5600	4400	2300	260	170	63	220
	22,5					180		255
	28,5					200		332
32/5	16,5	6300	5100	2750	300	235	87	280
	22,5					260		350
	28,5					280		410
50/12,5	16,5	6500	5250	3150	300	360	135	415
	22,5					380		485
	28,5					415		595

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать равным $\gamma_f = 1,2$ для всех режимов работы кранов.

ПРИЛОЖЕНИЕ 14

Вес снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли
в соответствии с [2]

Район	Города, расположенные в соответствующих районах	S_g , кПа (кгс/м ²)
I	Астрахань, Благовещенск, Чита	0,8(80)
II	Волгоград, Иркутск, Хабаровск	1,2(120)
III	Белгород, Великий Новгород, Воронеж, Екатеринбург, Красноярск, Курск, Липецк, Москва, Омск, Орел, Санкт-Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тюмень, Челябинск	1,8(180)
IV	Вологда, Кемерово, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новосибирск, Самара, Томск, Тверь, Ярославль	2,4(240)
V	Киров, Пермь, Уфа	3,2(320)
VI	Нефтегорск, Петропавловск-Камчатский	4,0(400)

ПРИЛОЖЕНИЕ 15

Нормативные значения ветрового давления W_0

Район	Города, расположенные в соответствующих районах	W_0 , кПа (кгс/м ²)
I	Великий Новгород, Вологда, Киров, Москва, Нижний Новгород, Смоленск, Тверь, Ярославль	0,23(230)
II	Белгород, Воронеж, Екатеринбург, Казань, Курск, Липецк, Нижний Тагил, Орел, Омск, Пермь, Санкт-Петербург, Тамбов, Тюмень, Уфа, Челябинск	0,3(300)
III	Волгоград, Иркутск, Кемерово, Красноярск, Новосибирск, Самара, Саратов, Томск Хабаровск	0,38(380)
IV	Владивосток, Краснодар	0,48(480)
V	Ставрополь	0,60(600)
VI	Нефтегорск	0,73(730)
VII	Петропавловск-Камчатский	0,85(850)

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

Типы местности и коэффициенты k , учитывающие
изменения ветрового давления по высоте Z

А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Высота Z , м	Коэффициенты 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

ПРИЛОЖЕНИЕ 17

Глубина сезонного промерзания грунтов d_f

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов (для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м)

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t},$$

где M_t – безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе (см. задание); d_0 – величина, принимаемая равной, м:

для суглинков и глин – 0,23;

для супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28;

для песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,3.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов

$$d_f = \kappa_h \cdot d_{fn},$$

где κ_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий – 1,1; для наружных фундаментов отапливаемых зданий при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении $+15^\circ\text{C}$ (с учетом расстояния от внешней грани стены до края фундамента) $\approx 0,7$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 18

Формулы для расчета двухветевых и сплошных колонн

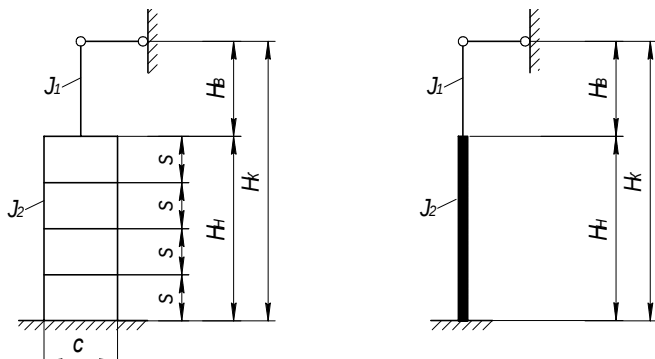
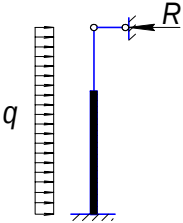
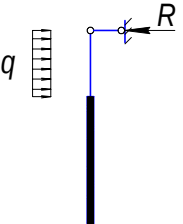
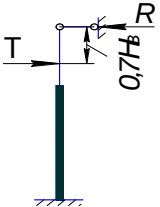


Схема загрузки	Опорная реакция R
	$R_{\Delta} = \frac{3k_1 \cdot E_b \cdot J_1}{H_k^3}$
	$R_{\varphi} = \frac{3k_1 \cdot E_b \cdot J_1}{H_k^2}$
	$R = \frac{3M \cdot (1 + \frac{k_2}{v}) \cdot k_1}{2H_k}$
	$R = \frac{3M \cdot (1 - v^2) \cdot k_1}{2H_k}$

ПРИЛОЖЕНИЕ 19

Формулы для расчета двухветвевых и сплошных колонн

Схема загрузки	Опорная реакция R
	$R = \frac{1}{8} k_1 \cdot q \cdot H_k \cdot [3(1 + \nu \cdot k_2) + 4k_3(1 + \nu)]$
	$R = \frac{1}{8} k_1 \cdot q \cdot H_k \cdot [8(1 + k_3) + 3k_2 + \nu^3 - 6 \cdot \nu]$
	$R = H \cdot \left(1 - \frac{\beta_2 \cdot \kappa_1}{2}\right) \cdot \left[3 \cdot \left(1 + \frac{\kappa_2}{\nu}\right) + \beta_2^2 \cdot \kappa\right]$ при $\frac{\beta_2}{\nu} = 0,7 \Rightarrow R = \kappa_1 \cdot H \cdot (1 - \nu + \kappa_3)$

$$\nu = \frac{H_e}{H_\kappa}; \quad k = \frac{J_1}{J_2}; \quad k_3 = \frac{(1 - \nu) \cdot J_1}{(8n^2 \cdot J_{br})}; \quad k_1 = -\frac{1}{1 + k_2 + k_3};$$

$$k_2 = \nu^3 \cdot (k - 1); \quad \beta_2 = \frac{H_e - h_{n.б.}}{H_k},$$

где J_1 – момент инерции подкрановой части колонны; J_2 – то же надкрановой части колонны; J_{br} – то же одной ветви; n – число панелей двухветвевой колонны.

Для двухветвевой колонны $J = 0,5A_{br}c^2$, где A_{br} – площадь сечения ветви; для сплошной колонны в приведенных формулах следует принять $k_3 = 0$, а момент инерции J_1 – определять как для сплошного сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 20

Нормативная нагрузка от веса конструкций

Тип конструкции	Номинальные размеры, м		Район по снеговой нагрузке	Нормативная нагрузка на 1 м ² горизонтальной проекции покрытия, кН/м ²
Ребристые плиты покрытия типа П*)	3х6		Все районы	1,570
	3х12.		I-II	1,700
			III-IV	2,050
Тип конструкции	Длина панели, м		Тип здания	Нормативная нагрузка от веса 1 м ² , кН/м ²
Стеновые панели	6		Отапливаемое здание	1,800-2,800 **)
	12			2,200-3,200 **)
	6		Неотапливаемое здание	1,700
	12			2,150
Остекление				0,4
Тип конструкции	Пролет, м	Шаг, м	Район по снеговой нагрузке	Вес элемента, кН
Стропильные фермы	18	6	I-III	45
			IV-VI	60
		12	I-III	60-78
			IV-VI	78-94
	21	6	I-III	68
			IV-VI	76-86
		12	I-III	105-114
			IV-VI	132-140
	24	6	I-III	92
			IV-VI	92-112
		12	I-III	149
			IV-VI	180-190
Элемент	Шаг колонн, м		Грузоподъемность крана, т	Вес элемента, кН
Ж/б подкрановые балки	6		15-50	42
	12		То же	115

*) С учетом заливки швов.

**) Определяется теплотехническим расчетом. В курсовом проекте принимается по согласованию с консультантом.

ПРИЛОЖЕНИЕ 21

Расчетная площадь поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0.071	0.14	0.21	0.28	0.36	0.43	0.5	0.57	0.64	0.71	0.052
4	0.126	0.25	0.38	0.5	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26	0.092
5	0.196	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96	0.144
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.42	1.7	1.98	2.26	2.55	2.83	0.222
7	0.385	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.69	3.08	3.47	3.85	0.302
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	0.395
9	0.636	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36	0.499
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.5	6.28	7.07	7.85	0.617
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.66	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	0.888
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.7	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39	1.208
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.1	12.07	14.08	16.09	18.1	20.11	1.578
18	2.545	5.09	7.64	10.2	12.7	15.27	17.82	20.36	22.91	25.45	1.998
20	3.142	6.28	9.43	12.6	15.7	18.85	21.99	25.14	28.28	31.42	2.466
22	3.801	7.6	11.4	15.2	19	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	2.984
25	4.909	9.82	14.73	19.6	24.6	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	3.853
28	6.158	12.3	18.47	24.6	30.8	36.95	43.11	49.26	55.42	61.58	4.834
32	8.042	16.1	24.13	32.2	40.2	48.25	56.29	64.34	72.38	80.42	6.313
36	10.18	20.4	30.54	40.7	50.9	61.08	71.26	81.44	91.62	101.8	7.99
40	12.56	25.1	37.68	50.2	62.8	75.36	87.92	100.4	113.04	125.6	9.87

ПРИЛОЖЕНИЕ 22

Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля,
обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали класса							Сортамент арматурной проволоки				
	A240	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	B500	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500
3	---	---	---	---	---	---	---	X	---	---	---	X
4	---	---	---	---	---	---	---	X	---	---	X	---
5	---	---	---	---	---	---	---	X	---	---	X	---
6	X	X	---	---	---	---	---	X	---	---	X	---
7	---	---	---	---	---	---	---	X	---	X	---	---
8	X	X	---	---	---	---	---	X	X	---	---	---
9	---	---	---	---	---	---	---	X	---	---	---	---
10	X	X	X	---	X	X	X	X	---	---	---	---
12	X	X	X	---	X	X	X	X	---	---	---	---
14	X	X	X	---	X	X	X	---	---	---	---	---
16	X	X	X	---	X	X	X	---	---	---	---	---
18	X	X	X	---	X	X	X	---	---	---	---	---
20	X	X	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---
22	X	X	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---
25	X	X	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---
28	X	X	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---
32	X	X	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---
36	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---	---	---
40	X	X	X	X	X	---	---	---	---	---	---	---

ПРИЛОЖЕНИЕ 23

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин $a_{cr,ult}$

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{cr,ult}$ принимают равными		
При арматуре классов	При продолжительном раскрытии трещин, мм	При непродолжительном раскрытии трещин, мм
A 240 – A600 B500	0,3	0,4
A800; A1000 Bp1200-Bp1400 K1400; K1500(K-19) K1500(K-7) диаметром 12 мм	0,2	0,3
Bp1500 K1500(K-7) диаметром 6 и 9 мм	0,1	0,2

Для заметок

Учебное издание

КРИШАН Анатолий Леонидович
САГАДАТОВ Азат Ирекович
ГАРЕЕВ Марат Шамилевич

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЗДАНИЙ

Учебно-методическое пособие

Редактор Т.А. Колесникова
Компьютерная верстка Г.Н. Лапиной

Подписано в печать 24.09.2012. Рег. № 28-12. Формат 60х84/16. Бумага тип. № 1.
Плоская печать. Усл.печ.л. 7,75. Тираж 100 экз. Заказ 598



Издательский центр ФГБОУ ВПО «МГТУ»
455000, Магнитогорск, пр. Ленина, 38
Полиграфический участок ФГБОУ ВПО «МГТУ»

À.Ë. ÊÐÈØÀÍ
À.È. ÑÀÃÀÃÀÒÎÂ
Ì.Ø. ÃÀÐÃÃÀ

ÆÅËÅÇÎÁÀÒÎÍÎÛÅ
ÊÎÍÑÒÐÓÊÖÈÈ
ÎÄÍÎÝÒÀÆÍûõ
ÏÐÎÇÄÀÍÈé