МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по курсу «Строительные конструкции»
для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство»
профиль «Автодорожные мосты и тоннели»

Казань
2014

УДК 624.07
ББК 30.4
З-63

З-63 Методические указания к выполнению курсового проекта по курсу «Строительные конструкции» / Сост. Т.А. Зиннуров. Казань: КГАСУ, 2014. – 26 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Настоящие методические указания содержат рекомендации, необходимые для использования при выполнении расчётов сборных конструкции многоэтажного каркасного здания в процессе обучения дисциплине «Строительные конструкции», согласно учебным планам, утвержденным Ученым советом КГАСУ по направлению подготовки 270800.62 «Строительство» профиль «Автодорожные мосты и тоннели».

Рецензент
Главный конструктор ЗАО “ГИПРОНИИАВИАПРОМ”,
доцент кафедры «ЖБиКК», к.т.н. **Никитин Г.П.**

УДК 624.07
ББК 30.2

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2014
© Зиннуров Т.А., 2014

Содержание

Введение **4**
Этап 1.Компоновка каркаса здания и сбор нагрузок. **4**
1.1 Компоновка здания, определение габаритов и расчетных пролетов конструкции 4
1.2 Сбор нагрузок на каркас 7
Этап 2.Расчет и конструирование круглопустотной плиты **9**
2.1 Нагрузки на плиту 9
2.2 Расчет прочности по нормальному сечению 11
2.3 Расчет прочности по наклонному сечению 12
2.4 Потери предварительного напряжения арматуры 12
2.5 Расчет по образованию трещин 14
2.6 Расчёт прогиба плиты 15
2.7 Конструирование плиты 15
Этап 3.Расчет и конструирование ригеля **17**
3.1 Нагрузки на ригель 17
3.2 Расчет прочности нормальных сечений 17
3.3 Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу 20
3.4 Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент 21
3.5 Конструирование 21
Этап 4.Расчет и конструирование колонн **23**
4.1 Нагрузки на колонну 23
4.2 Расчет прочности нормального сечения 23
4.3 Расчет прочности консоли 24
4.4 Конструирование колонны 25
Список литературы 26

Введение

В методических указаниях к выполнению курсового проекта рассмотрен расчёт стандартной связевой системы здания из сборных элементов: пустотных плит, ригелей и колонн. Пояснительная часть методических указаний разбита на четыре этапа: компоновка здания и сбор нагрузок; расчёт и проектирование плиты; расчёт и проектирование ригеля; расчёт и проектирование колонны. После расчётов выполняется конструирование сборочной схемы здания и основных элементов на листах формата А3.

Связевой тип каркаса здания заключается в том, что ригели имеют шарнирное опирание на консоли колонн, а жесткость обеспечиваются при помощи диафрагм жёсткости установленных между колоннами в зоне лестничной клетке. Горизонтальными связями являются плиты перекрытия образующие монолитный диск за счёт плотно замоноличенных стыков между плитами. Такие каркасы распространены как в административных, так и жилых зданиях, где перегородки не являются помехой. Нагрузки в таких зданиях не большие, поэтому можно применять “скрытые” консоли, не выступающие за габариты ригеля.

Целью курсового проекта является запроектировать несущие конструкции каркаса здания с шагом колонн L_1 в поперечном направлении, L_2 в продольном направлении и количеством этажей n высотой H. В задании также указан район строительства, вид здания и классы применяемых материалов.

Этап 1. Компоновка каркаса здания и сбор нагрузок.

1.1 Компоновка здания, определение габаритов и расчетных пролетов конструкции

Требуется определить габаритные размеры несущих конструкций каркасного здания и вычертить: план перекрытия первого этажа; продольный и поперечный разрез; узлы опирания элементов; расчётную схему; спецификацию элементов.

Компоновка начинается с разбивочных осей здания. Шаг разбивочных осей равен шагу колонн, в продольном направлении L_1 (l_1), в поперечном направлении L_2 (l_2), такая привязка колонн к оси будет по центру (осевая). Ригели, как правило, ориентируются между колоннами в поперечном направлении, а плиты в продольном. Номинальная длина ригеля меньше расстояния между колоннами на высоту сечения колонны (Рис. 1). Также нужно помнить, что элементы изготавливают с отклонениями в меньшую или большую сторону, чтобы учесть данный

факт, а также для удобства монтажа назначают дополнительные зазоры, которые заполняются раствором. В роли покрытия и перекрытия в каркасе выступают круглопустотные плиты толщиной 220 мм. Ширина плит назначается 1 м, 1.2 м, 1.5 м и 1.8 м. Перекрывая пространство между колоннами, они опираются на ригель. Опирание может быть как поэтажное, так и в одном уровнем, когда у ригеля проектируется дополнительная полка (Рис. 2).

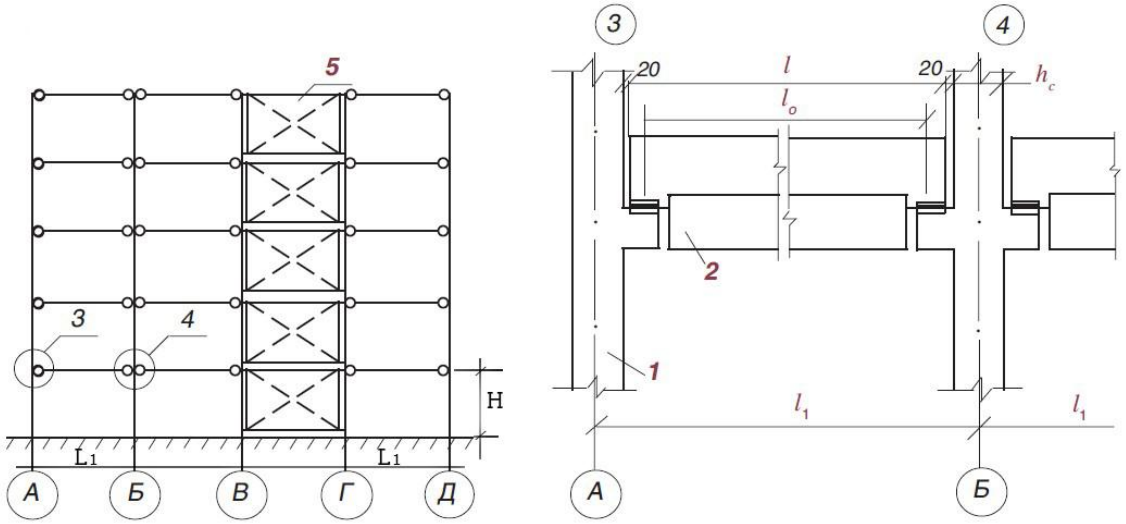

Рис. 1. Поперечный разрез
(1 – колонна, 2 – ригель, 5 – диафрагма жёсткости)

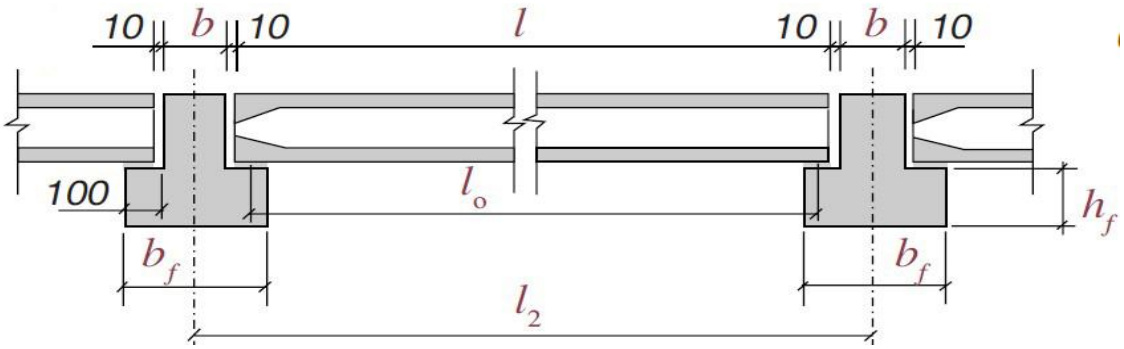

Рис. 2. Опирание плиты на ригель

При компоновке, раскладку плит на ригеле нужно выполнить так, чтобы наименьшим количеством плит максимально перекрыть пролёт. Нужно помнить плиты укладываются исключительно на ригель через выравнивающий слой раствора в 30мм, а между колоннами предусматривают монолитный участок (Рис. 3).

Многоэтажное здание требует устройства лестничных маршей, а иногда и лифтовых шахт в зданиях более 5 этажей. Размеры проёма под лестничный марш от 5 до 7 м по длине и 3 м в ширину в зависимости от высоты этажа. Обычно совместно с лестницей устанавливают диафрагмы жёсткости, что позволяет обеспечить свободное пространство этажа.

Основные элементы каркаса указанные на рисунке 3. Для удобства на рисунке 3 элементам даны обозначения, которые вноситься в спецификацию, а на чертеже заменяются соответствующей позицией.

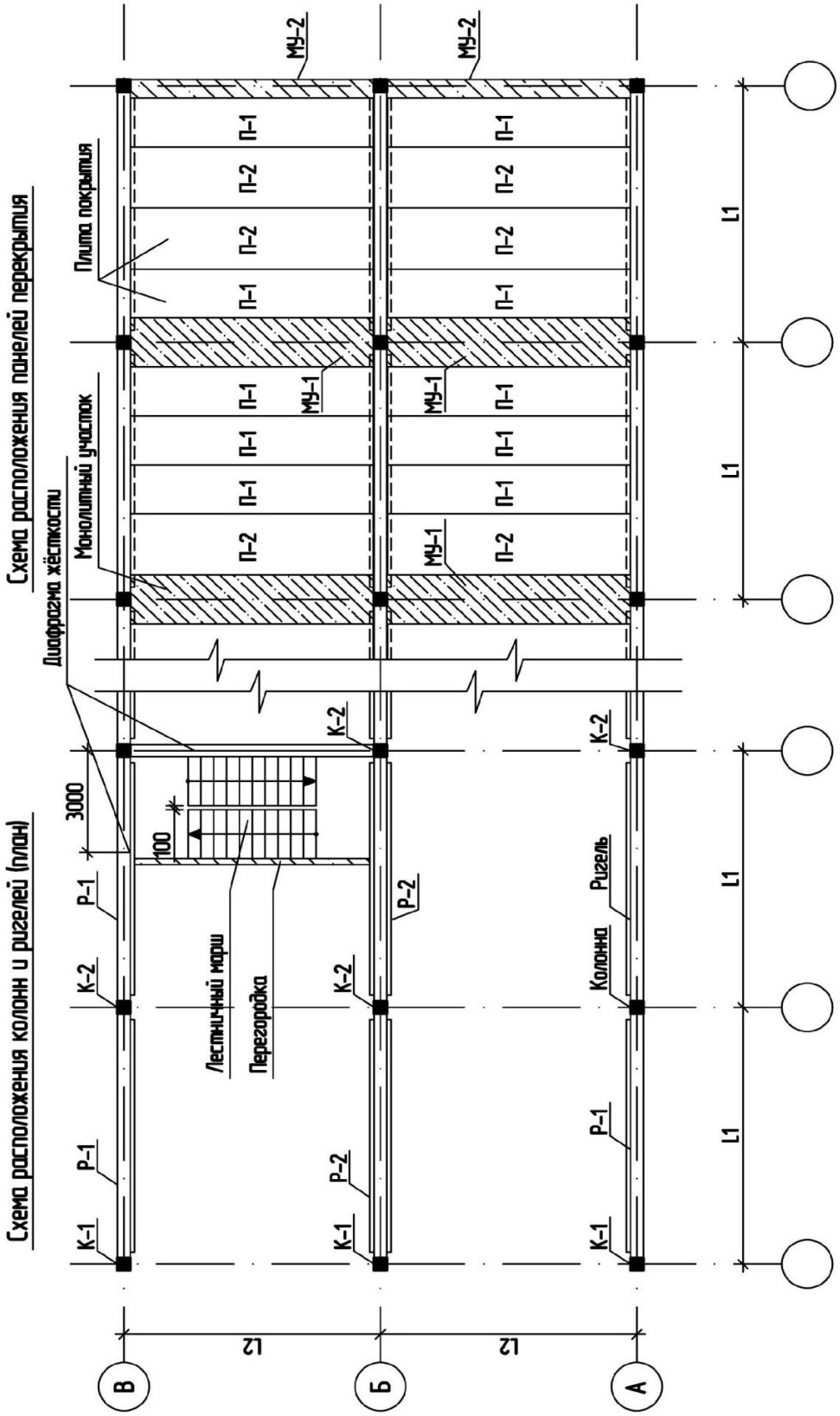

Рис. 3. План расстановки основных элементов каркаса

Определение проектной длины ригелей $l_p = L_1 - h_к - 40$, где L_1 – длина пролёта в котором располагается ригель, $h_к$ – высота колонны принимается после расчёта по прочности колонны этап 4. Предварительные размеры сечения ригелей b x h назначаются из таблицы 1. Тогда проектная длина панелей с учетом зазоров $l_n = L_2 - b - 20$, где L_2 – длина пролёта в котором располагается панель. Вычерчиваем схемы расположения элементов скомпонованного каркаса, которые включают план первого этажа, продольный и поперечный разрезы, узлы и спецификацию. В штампе каждого чертежа указывается шифр КЖ номер зачётки – КП1.

В колоннах по крайним осям предусматривают одну консоль, в отличие от двух консолей в средних колоннах. Колонны также отличаются своей длиной, поэтому им присваиваем разные марки от К-1 до К-4. Ригели если таврового сечения, имеют две марки однополочные Р-1 у торцевых стен и двухполочные остальные Р-2. По-разному маркируем также плиты перекрытия П-1, П-2 и.т.д, монолитные участки бывают межколонные средние МУ-1 и межколонные крайние МУ-2. Диафрагмы жесткости и лестничные клетки не обозначаются в проекте, только указывается их положение – выноской.

Таблица 1

Расстояние между колоннами вдоль ригеля L_1	Шаг ригелей L_2		
	5 м	6 м	7 м
5 м	200x300	200x350	200x450, 300x400
6 м	200x350	200x400, 300x400	200x450, 300x400
7 м	200x450, 300x400	200x450, 300x400	200x500, 300x450

1.2 Сбор нагрузок на каркас

Основными нагрузками действующие на каркас, являются: собственный вес всех элементов конструкции; собственный вес кровли и пола; полезная временная нагрузка; снеговая нагрузка. Ветровая нагрузка в расчёте не учитывается. Нагрузки вычисляются отдельно для перекрытия и покрытия, для этого требуется заполнить таблицу 2.

По бланку задания для указанного района или города согласно СП “Нагрузки и воздействия” [6] определяем нормативное значение снеговой нагрузки, считая все коэффициенты равные одному. Переход от нормативной нагрузки к расчётной осуществляется через коэффициент надёжности равный $\gamma_f = 1.4$. Нормативное значение временной полезной

нагрузки назначается из условия функционального назначения здания [6], коэффициент надёжности γ_f = 1.2 при нагрузке до 4 кПа и γ_f = 1.3 при нагрузке более 4 кПа.

Таблица 2

Наименование нагрузки	Нормативная, кН/м^2	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная, кН/м^2
Постоянная (вес плиты, вес каждого слоя покрытия или прекрытия)			
Временная (снеговая нагрузка или полезная нагрузка)			
Длительная часть от временной нагрузки с коэффициентом 0.5			
Постоянная + временная			
Постоянная + временная длительная			

Постоянные нагрузки от кровли и пола назначаются в соответствии с таблицей 3. Вес плиты на м^2 определяется по её приведённой толщине равно 114 мм, плотность бетона 25 кН/м^3 , коэффициент надёжности в соответствии с СП “Нагрузки и воздействия” [6].

Таблица 3

Слои	Параметры	Коэффициент γ_f
Тип кровли		
Слой гравия втопленного в мастику	ν = 0.16 кН/м^2	1.4
Три слоя гидроизола	ν = 0.039 кН/м^2	1.15
Цементная стяжка	t = 20 мм, ρ = 18 кН/м^3	1.1
Утеплитель – минераловатные плиты	t = 180 мм, ρ = 2.2 кН/м^3	1.1
Обмазочная пароизоляция	ν=0.05 кН/м^2	1.2
Тип конструкции пола		
Керамогранитная плитка	ν = 0.75 кН/м^2	1.2
Обмазочная пароизоляция	ν = 0.05 кН/м^2	1.2
Цементная стяжка	t = 20 мм, ρ = 18 кН/м^3	1.1

Этап 2.Расчет и конструирование круглопустотной плиты.

Расчёт и проектирование стандартной круглопустотной плиты продемонстрирован на примере с исходными данными представленными ниже.

В расчёте принимается наибольшая ширина используемой плиты. Проектные размеры плиты с учётом зазоров 1490х6380 мм, высота сечения 220 мм, бетон тяжелый класса В25 с характеристиками: мПа, мПа, мПа, мПа при (т.к. панель подвержена действию длительных нагрузок), при изготовлении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении, поэтому мПа [8]. Продольная напрягаемая арматура – стержни класса А600 с характеристиками: мПа, мПа, мПа [8]; способ предварительного натяжения арматуры – электротермический на упоры, если в вашем случае используются канаты способ натяжения механический и электоромеханический. Предварительное напряжение арматуры принимаем 75 – 80 % от R_{sn}, получаем МПа.

При электротермическом способе натяжения возможное отклонение величины контролируемого напряжения — — , l – длина арматуры тогда мПа, что не превышает нормативное сопротивление арматуры мПа. Сварные сетки и каркасы изготавливаются из проволоки класса В500 с характеристиками: мПа, мПа, мПа. В плите предусмотрено семь круглых пустот диаметром d=159 мм.

2.1 Нагрузки на плиту

Глубина площадки опирания плиты на ригель: (где 10 мм – зазор), тогда расчетный пролет панели

— — .

Погонные нагрузки на панель при номинальной ширине 1.5 м расчетная постоянная и временная , нормативная постоянная и временная , нормативная постоянная и временная длительная , где q, , – наибольшие из значений, вычисленных для перекрытия и покрытия (Табл. 3).

Усилия от расчетной постоянной и временной нагрузки

— ——— ;

— ——— ;

От нормативной постоянной и временной нагрузки

; .

От нормативной постоянной и длительной нагрузок

; .

Для удобства расчёта приведем фактическое сечение плиты к расчетным (Рис. 4). Высота сечения равна фактической высоте панели мм; полезная высота сечения мм, где – защитный слой бетона до середины арматуры назначается согласно [7].

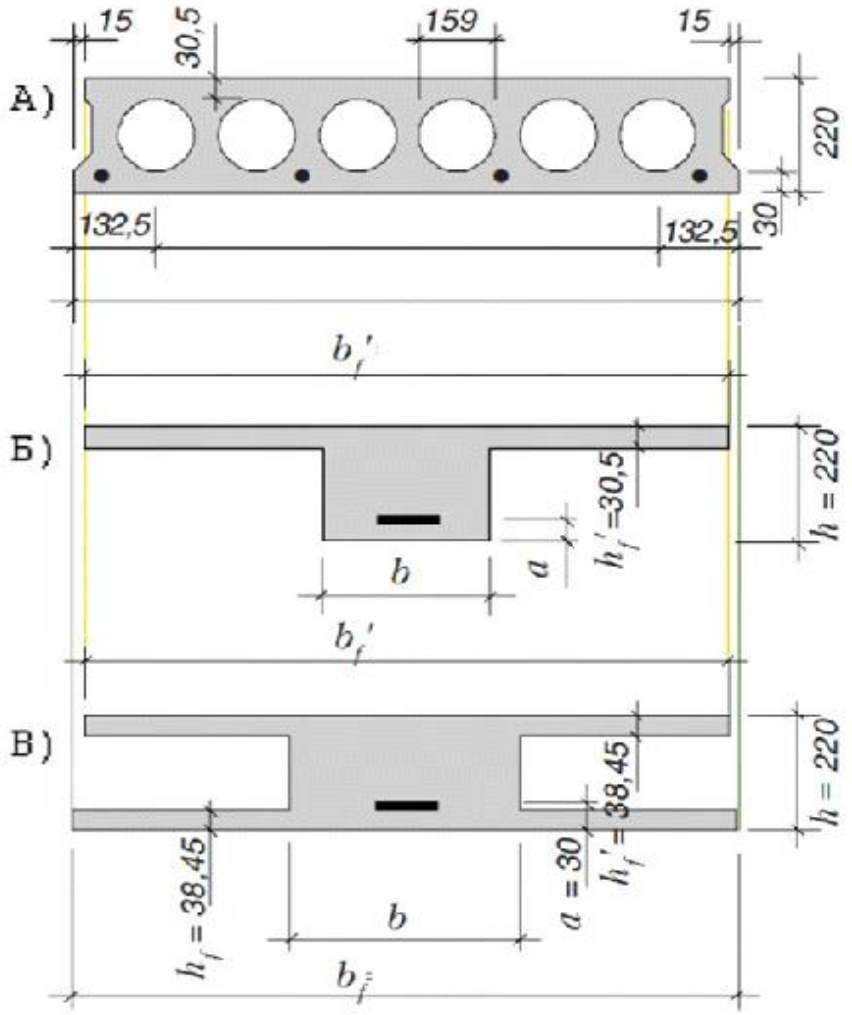

Рис. 4 Сечение плиты: А) проектное; Б расчётное по 1-ой группе предельных состояний; В) по 2-ой группе предельных состояний.

В расчетах по предельным состояниям первой группы сечение приводиться к тавровому сечению. Расчетная толщина сжатой полки ; ширина полки равна ширине плиты поверху ; расчетная ширина ребра , – число отверстий.

Для расчетов по предельным состояниям второй группы сечение приводят к двутавровому сечению, заменяя круглые отверстия на квадратные со стороной 0.9 *d*. Тогда расчетные толщины полок ширина нижней полки равна ширине плиты b_f = 1490мм, верхней полки расчетная ширина ребра

2.2 Расчет прочности по нормальному сечению.

Начинаем с проверки, если выражение

, то значит, сжатая зона не выходит за пределы полки

Определяем высоту сжатой зоны

Относительная высота сжатой зоны.

Отклонение натяжения при электротермическом способе от проектного при числе натягиваемых стержней .

Тогда коэффициент точности натяжения

Характеристика сжатой зоны

,

Находим граничную высоту сжатой зоны

Здесь , условие выполнено.

Определяем коэффициент условий работы , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести,

,

тогда принимаем .

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

По сортаменту [4] подбираем 6Ø12 А600 с площадью мм^2, так чтобы и были наиболее близки. Количество стержней должно быть не более промежутков между отверстиями в плите. Так как

, конструктивные требования соблюдены.

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

тогда

. Прочность достаточна.

2.3 Расчёт прочности по наклонному сечению.

Опыт проектирования показывает, что в пустотных плитах, особенно в предварительно напряженных, поперечная арматура по расчету не нужна. На приопорных участках длиной арматуру устанавливаем конструктивно: Ø4 Вр500 с шагом не более , принимаем шаг s = 100 *мм*; в средней части пролета поперечную арматуру не устанавливают.

2.4 Потери предварительного напряжения арматуры.

Потери предварительно напряженной арматуры зависит от вида, способа натяжения, и вида арматуры. Рассмотрим натяжение стрежневой арматуры на упоры электротермическим способом. При определении потерь коэффициент точности натяжения арматуры принимают .

Первые потери. Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения

.

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами , так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием. При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров и форм не учитываются, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Тогда усилие в арматуре к началу обжатия бетона

Для продолжения расчета необходимо определить геометрические характеристики приведенного сечения согласно формулам сопротивления материалов.

Площадь приведенного сечения

.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

Момент инерции приведенного сечения

.

Момент сопротивления сечения по нижней зоне

, то же, по верхней зоне

.

Эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести сечения

.

Напряжение в бетоне при обжатии на уровне арматуры

Передаточную прочность бетона примем

,

Тогда отношение

.

Потери от быстронатекающей ползучести при этом

Усилие в арматуре к концу обжатия

Н и

напряжение в бетоне на уровне арматуры

.

— —— .

Потери от усадки бетона
мПа.
Потери от ползучести бетона

Суммарные потери

Суммарные потери принимаются не менее 100 *мПа*
Тогда усилие в арматуре с учетом всех потерь

2.5 Расчет по образованию трещин.

Расчёт выполняется для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. По условиям эксплуатации к трещиностойкости панели предъявляются требования 3-й категории. Поэтому расчет ведем на действие нормативных нагрузок (,
).

Вначале проверим трещиностойкость среднего нормального сечения в стадии изготовления. Максимальное напряжение в бетоне от усилия обжатия (без учета разгружающего влияния собственной массы)

—— ——— ——— ————————

Коэффициент —— —— должен находиться в пределах $0.7 \leq \varphi \leq 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) зоны, до центра тяжести сечения

——— ————

Упругопластические моменты сопротивления по растянутой зоне для тавровых симметричных сечений при — можно определять как в стадии изготовления и в стадии эксплуатации.

При проверке трещиностойкости в стадии изготовления коэффициент точности натяжения принимают больше единицы на величину отклонения , а в стадии эксплуатации – меньше на ту же величину.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии изготовления,

, здесь определяем при прочности бетона .

Момент от внецентренного обжатия, вызывающий появление трещин,

Поскольку , трещины при обжатии не образуются. По результатам выполненного расчета трещиностойкость нижней грани в стадии эксплуатации проверяем без учета влияния начальных трещин.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне сжатой (верхней) зоны от совместного действия нормативных нагрузок и усилия обжатия

Коэффициент .

Принимаем . Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (нижней) зоны, до центра тяжести сечения

.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин на стадии эксплуатации,

где определяем по классу бетона.

Момент от нормативных нагрузок, вызывающий появление трещин,

Трещины в стадии эксплуатации не образуются. Если тогда выполнить расчёт по раскрытию трещин самостоятельно [8].

2.6 Расчет прогиба панели.

Прогиб панели от действия длительной части временной и постоянной нагрузок не должен превышать . Определим параметры, необходимые для расчета прогиба панели без трещин в растянутой зоне. Момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок ; продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь при ; коэффициенты: ,

ринимаем .

Коэффициент, характеризующий неравномерность деформации растянутой арматуры на участке между трещинами,

то же для бетона: = 0,9; при длительной нагрузке ν = 0.15.

По-прежнему допуская, что , определим кривизну в середине пролета при длительном действии нагрузок:

Кривизна, обусловленная выгибом панели от кратковременного действия усилия обжатия,

, где .

Кривизна, обусловленная выгибом панели от усадки и ползучести бетона вследствие обжатия,

.

Значение полной кривизны

.

Прогиб определим по упрощенному способу как

.

Жесткость панели достаточна.

2.7 Конструирование плиты.

Преднапряженные плиты подобного типа изготавливают в специальных формах с толстыми резиновыми прокладками (упругими компенсаторами) у торцов по всей ширине, в противном случае при отпуске натяжения изделие заклинивается в форме и при его выемке происходит разрушение торцевых ребер. Поэтому в примечании на листе делаем соответствующую запись.

Кроме закладных деталей и рабочей преднапрягаемой арматуры, устанавливаем конструктивную арматуру согласно типовой серии 1.141-1 выпуск 63. При проектировании сеток и каркасов учитываем конструктивное требование норм: длина от концов стержней до оси крайнего пересекаемого стержня должна быть не менее диаметра выступающего стержня и не менее 20 мм. Для подъёма плиты устанавливаются четыре петли, их диаметр 10 мм имея в виду, что собственная масса панели распределяется на три петли.

Первый лист чертежей круглопустотной плиты должен содержать опалубочный чертеж, схему армирования, спецификацию и ведомость расхода стали. В технических указаниях отражены особенности чтения чертежей и необходимые указания по производству изделий. На втором

листе должны, изображены сетки, каркасы, монтажная петля и групповая спецификация арматуры.

Этап 3. Расчет и конструирование ригеля.

Требуется рассчитать и запроектировать ригель среднего пролета перекрытия с круглопустотными плитами. Сечение ригеля можно выбрать прямоугольное или тавровое, это решение зависит от высоты этажа. Если высота небольшая следует использовать схему размещения ригеля и плит в одном уровне, если высота позволяет, то применяем поэтажную схему. За исходные данные принимаем: длину ригеля , размеры сечения: , *h*, , класс бетона, класс рабочей арматуры.

3.1 Нагрузки и воздействия

Расчетный пролет ригеля , где 130 *мм* это длина площадки опирания ригеля на колонны с обеих сторон (Рис. 5б).

Нормативная погонная нагрузка от собственного веса ригеля определяется: ; расчетная дополнительно умножается на – коэффициент надежности по нагрузке.

Полную расчетную нагрузку от покрытия и перекрытия определяем по таблице 2, принимая наибольшее значение нагрузки из найденных значений. В итоге получаем , где L – шаг ригелей.

Изгибающий момент в середине пролета вычисляем по формуле ——. Поперечная сила на опоре ——.

3.2Расчет прочности нормальных сечений.

Перед началом расчёта задаемся расстоянием от ближней грани ригеля до центра арматуры, для рабочей растянутой арматуры , и сжатой арматуры . Тогда рабочая высота сечения . Для ригеля таврового сечения, полка находится в растянутой зоне, сечение рассматриваем как прямоугольное. Несущая способность сечения на изгиб складывается из моментов относительно арматуры воспринимаемых сжатым бетоном и сжатой арматурой . Условие прочности имеет вид (Рис. 4а):

.

Вычисляем , задаваясь граничной высотой сжатой зоны , где находим по таблице 4 для . Тогда , если , тогда прочность достаточна, если , тогда

прочность недостаточна, следует установить арматуру в сжатой зоне бетона. Если , следует уменьшить сечение ригеля.

Таблица 4

Класс арматуры	Класс бетона						
	B12.5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
A400	0.662	0.652	0.627	0.604	0.582	0.564	0.542
A300	0.689	0.680	0.650	0.632	0.610	0.592	0.571
A240	0.708	0.698	0.674	0.652	0.630	0.612	0.591

Прочность недостаточна, требуется арматура . Определяем, какую часть изгибающего момента *M* должна воспринимать арматура . Поскольку , требуемая площадь сжатой арматуры

Из суммы проекций сил на горизонтальную ось (Рис. 4а) находим площадь растянутой арматуры:

Принимаем по сортаменту количество стержней, диаметр не менее 12 [4].

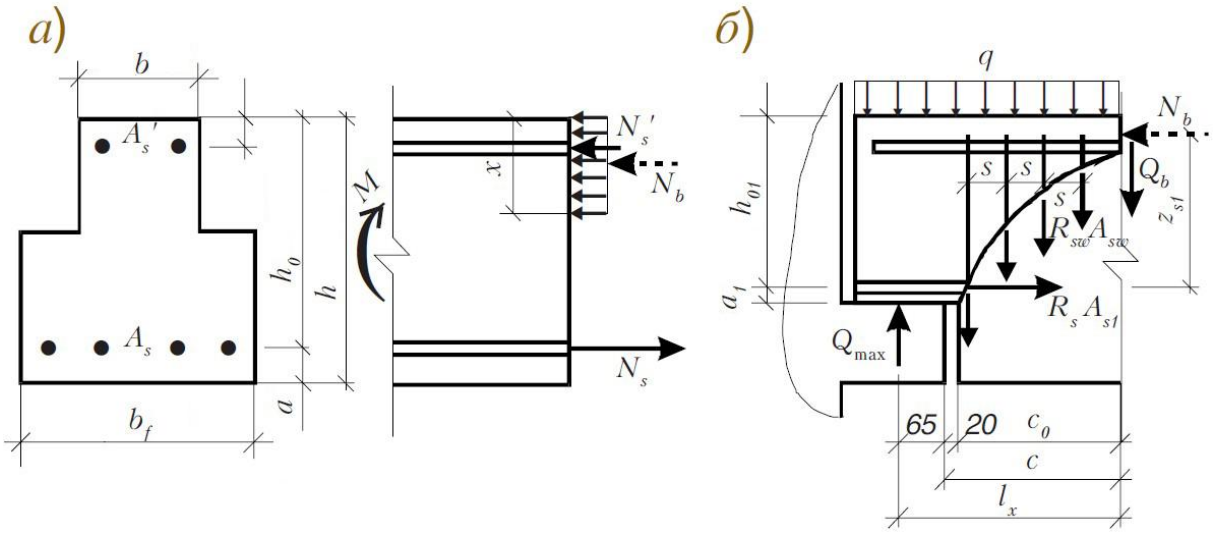

Рис.4 а) расчет по нормальному сечению ригеля, б) расчёт по наклонному сечению

Проверяем прочность сечения:

Если условие выполняется, тогда в расчет вводим , .
Если прочность достаточна. Если нет, увеличиваем количество или диаметр арматуры, при большом расхождении значений увеличиваем сечение ригеля. Защитные слои бетона должен быть — > d и больше 20 мм.

В целях экономии стали, часть продольной растянутой арматуры не более половины обрываем в пролете. Для нахождения точек теоретического обрыва, расстояние m на рисунке 5. Приравниваем внешний момент к несущей способности нормального сечения с оставшейся арматурой :

откуда

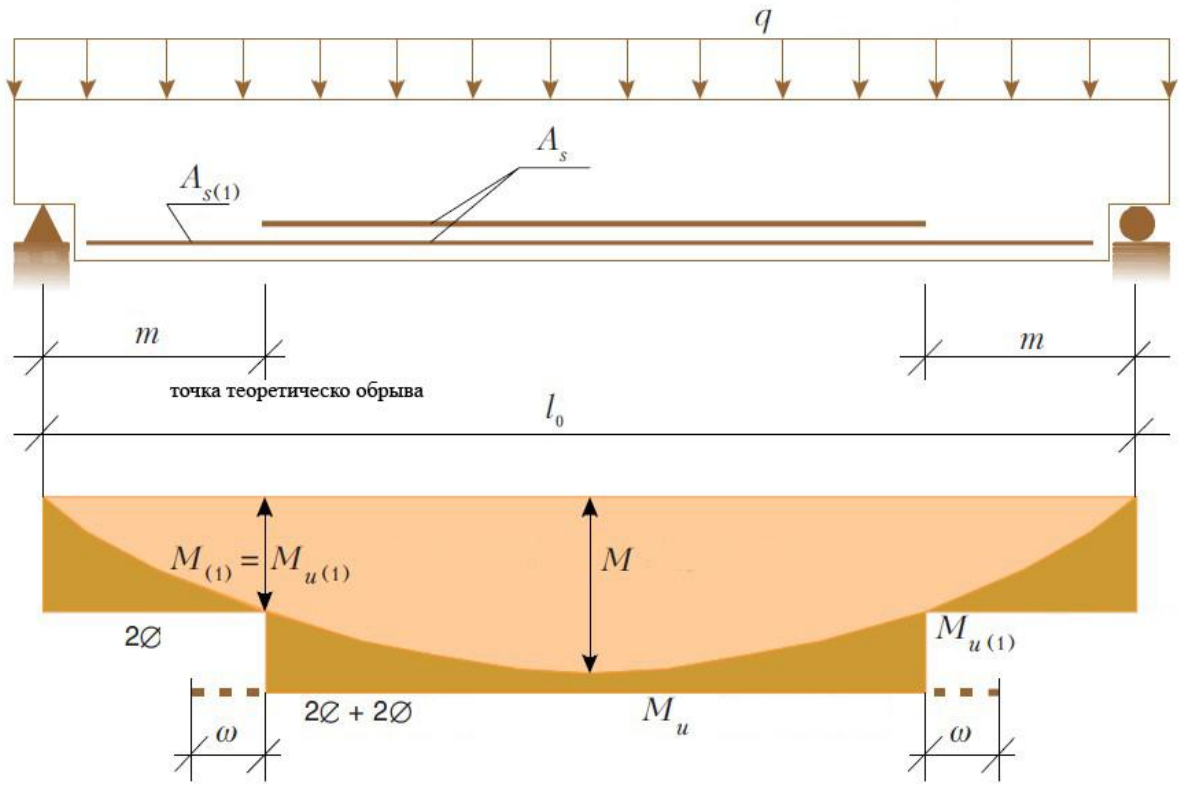

Рис.5 Эпюра моментов и раскладка арматуры в ригеле

Обрываемая арматура заводится за точки теоретического отрыва на длину —— . Поскольку определяется работой наклонных сечений, расчет *w* приводится ниже, в разделе «3.5 Конструирование».

Так как объем проекта достаточно велик, ригель по второй группе предельных состояний не рассчитываем. Отметим только, что если для растянутой арматуры потребуется больше 4Ø32 А400, а для сжатой – больше 2Ø28 А400 необходимо увеличить высоту сечения ригеля, иначе не обеспечивается требуемая жесткость конструкции.

3.3 Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу

Опасные наклонные сечения начинаются там, где резко меняются размеры сечения ригеля, то есть в углу подрезки (Рис. 4б).

Высота сечения здесь , *b*. Продольная растянутая арматура подобранная расчетом прочности нормальных сечений, до опор не доходит, поэтому в опорных участках устанавливаем дополнительную продольную арматуру , диаметр которой определим в расчете наклонных сечений на изгиб. Для надежной анкеровки ее привариваем к опорной закладной пластине толщиной 10 *мм*. С учетом этого предварительно принимаем и .

Определим минимальное поперечное армирование по конструктивным требованиям. При *мм* шаг *s* поперечных стержней (хомутов) на длине, равной пролета, должен быть не более 150 *мм* и не более *мм*. По условиям свариваемости диаметр хомутов , подбираем по максимальному диаметру пересекающихся свариваемых стержней. В нашем случае , принимаем *мм*, *мм*^{2} для двух стержней.

Проверяем прочность наклонной полосы на сжатие по формуле

Коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры,

здесь —, —— коэффициент , где

для тяжелого бетона. Прочность полосы достаточна, если неравенство соблюдается.

Проверяем прочность по наклонной трещине из условия:

.

При этом прочность сжатого бетона на срез , где

, здесь = 2 учитывает вид бетона, – влияние свесов сжатой полки, – влияние преднапряжения. Прочность поперечной арматуры, пересекающей наклон трещину,

, где ———

Поскольку наклонная трещина начинается в углу подрезки, то есть почти у грани опоры, проекцию опасной наклонной трещины находим по формуле — .

Проекция расстояния от грани опоры до конца трещины, или пролет среза (Рис. 4б). Тогда —, , .

Внешняя нагрузка $q_{пог}$ приложена к полкам ригеля, то есть по одну сторону от наклонного сечения, в то время как опорная реакция – по другую. Поэтому на участке проекции наклонного сечения значение поперечной силы постоянно ; Если условие , не выполняется, требуется увеличить .

3.4 Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент

Подрезка бетона в опорных участках не позволяет завести продольную арматуру за грани опор, поэтому, как отмечалось выше, устанавливаем по два дублирующих горизонтальных стержня, они анкеруются на опорах, приваркой к закладным пластинам. Сечение стержней подбираем расчетом наклонных сечений на изгибающий момент (Рис. 4б) из условия:

,

где M – внешний изгибающий момент относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне,

– момент усилия в продольной арматуре относительно той же точки, —— – то же усилий в хомутах (Рис. 4б).

Проекция опасного наклонного сечения —— ,

, где (Рис. 4б). Величина M определена без учета разгружающего действия q (нагрузка приложена не к верхней грани ригеля, а к полкам). Находим отсюда определяем требуемую площадь арматуры —— здесь принято приближенно равным расстоянию между осями сжатой и растянутой арматуры.

Стержни должны быть заведены в бетон на длину не менее

—— где при , значения коэффициентов и приняты для стержневой арматуры периодического профиля [7].

3.5 Конструирование ригеля

Несмотря на внешне простую форму, армирование ригелей представляет собой достаточно сложную задачу. Причиной этого является нижнее расположение полок и наличие подрезки бетона в концевых

участках для опирания на «скрытые» консоли колонн. Здесь невозможно ограничиться, как в плитах или балках, набором плоских или гнутых сварных сеток и каркасов, укладываемых последовательно в форму. Перечисленные обстоятельства вынуждают применять сложные и трудоемкие в изготовлении пространственные каркасы, затрудняя работу арматурному цеху, но зато облегчая формовочному.

Пространственный каркас КП1 объединяется при помощи плоских каркасов. Вертикальных КР1 включают продольные рабочие стержни, а также поперечные. Горизонтальный каркас КР2 состоит из продольных рабочих стержней и распределительных: продольных и поперечных из условия свариваемости. Для сборки КП1 используем отдельные распределительные стержни.

Укороченные продольные стержни каркаса КР2 имеют точки теоретического обрыва, расположенные на расстоянии *m* от осей опор (Рис. 5). В этих сечениях , шаг хомутов s = 250 *мм*, ———. Отсюда —— . Фактическая длина стержней составляет .

Опорная закладная деталь М1 которая приваривается к закладной детали колонны включает в себя пластину из стали марки ВСтЗпс2, четыре анкера заменяющих поперечную арматуру, приваренные к пластине в тавр под слоем флюса, и горизонтальные стержни. Последние приваривают ручной дуговой сваркой (электроды Э42) двусторонними швами. Длина каждого шва (с учетом отступления стержней от края пластины на 20 *мм* и непровара по концам 10 мм) *мм*. Сварные швы рассчитываем в соответствии с нормами в двух сечениях.

По металлу шва из условия ——— , где , k – катет шва в мм, l_w=120 мм – длина одного шва, R_{wf} = 180 МПа – расчетное сопротивление шва срезу, γ_{wf} = 1, γ_c = 0,95, —— – продольное усилие в одном стержне. Определяем катет ————.

Выполняем проверку подобранного катета по металлу границы сплавления из условия ——— , где β_z = 1, γ_{wz} = 1, – расчетное сопротивление стали по границе сплавления, R_{un} – расчетное сопротивление стали ВСтЗпс по временному сопротивлению. Если принятый катет шва удовлетворяет неравенство, то прочность швов достаточна. Подбираем диаметр монтажных петель из стали А240 по таблице 6. В расчёте учитываются только 2 петли. Анкеровка петли осуществляется на *25d,* радиус закругления 40 *мм*.

Таблица 6

Диаметр (мм)	8	10	12	14	16	18	20
Масса изделия на петлю (кг)	300	700	1100	1500	2000	2500	3100

Этап 4. Расчет и конструирование колонны.

Требуется рассчитать и запроектировать среднюю колонну первого этажа. Для этого потребуются следующие исходные данные: высота этажа; количество этажей *n*; сетки колонн; класс бетона; класс рабочей арматуры.

Необходимо подобрать необходимую площадь сечения продольной сжатой и поперечной арматуры в сечении сборной железобетонной колонны. При этом значение эксцентриситета продольной силы принимаем равным случайному эксцентриситету . Сечение колонн рекомендуется армировать симметричной арматурой. В расчетах количество стержней продольной арматуры рекомендуется принимать равным четырем и размещать их в углах поперечного сечения колонны. В колоннах диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 *мм*. При этом значения коэффициента армирования должны быть не менее 0.2% и не более 3%. Толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее значений, указанных в [5].

4.1 Нагрузки на колонну.

Грузовая площадь колонны . Расчетная нагрузка от перекрытия одного этажа, находиться по данным таблицы 2. Постоянная и временная , постоянная и длительная часть временной . Расчетная нагрузка от собственного веса ригеля: , где V – объем в м^3, ρ = 25 *кН/м*^{3} – объемный вес железобетона, γ_f = 1.1 – коэффициент надежности по нагрузке. Расчетная нагрузка от собственного веса колонны: . Расчетная нагрузка от покрытия на колонну: где из таблицы 2.

Суммарная продольная сила в колонне с учетом коэффициента φ_3 или φ_4 от постоянных и временных нагрузок:

.От постоянных и длительной части временных нагрузок

Сечение колонны назначаем согласно соотношению:

,

где вместо A_b подставляется площадь сечения различных колонн. Величину защитного слоя назначаем в соответствии с требованиями [4, 5]. Длина колонны первого этажа составляет *H*. Расчетную длину элемента принимаем согласно требованиям [4, 5, 7]:

4.2 Расчет прочности по нормальному сечению

Определяем рабочую высоту сечения бетона колонны: = *h* – *a*, где *a* расстояние от грани до центра арматуры. Если > 4 , и < 20 – расчет допускается производить из условия:

Принимая = 0.8, вычисляем требуемую площадь сечения по формуле: —— —,где *A* – площадь поперечного сечения колонны. Подбираем диаметр стержней.

При , по таблицам 3.5 и 3.6 [7] находим Определяем коэффициенты *α* и по формулам: ———, Коэффициент принимается не более .

Фактическую несущую способность колонны находим по формуле: Проверяем условие: если условие выполняется, следовательно, прочность колонны обеспечена.

4.3 Расчет прочности консоли.

Скрытые консоли имеют малые размеры, поэтому их армируют жесткой арматурой, которую рассчитывают на воздействие опорных реакций ригелей *Q* без учета работы бетона. Усилия в наклонных пластинах (Рис. 6) определяем из условия равенства нулю проекции сил на вертикаль

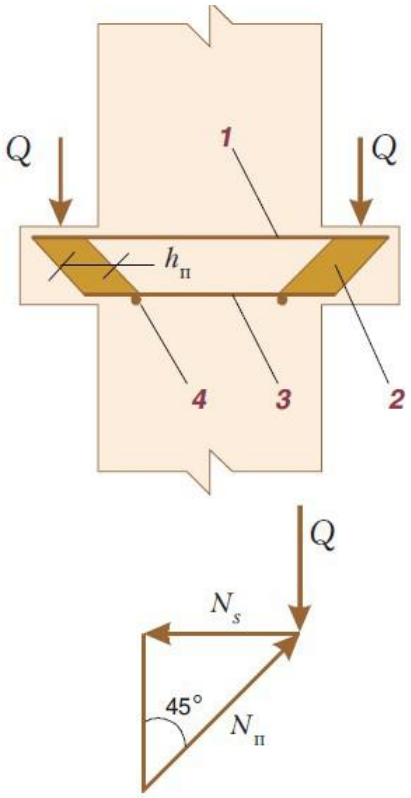

Рис. 6 Армирование консоли колонны

Пластины под позицией 2 выполняются из стали ВСтЗпс2 площадь сечения пластины *2* , где δ – толщина пластины, – ее ширина по горизонтали. Площадь нормального сечения пластин , сжимающие напряжения в них . Усилия в растянутых стержнях под позицией 1 . Откуда

Принимаем нужный диаметр стержней по сортаменту .

4.4 Конструирование колонны.

В верхней части колонны по углам предусматриваем выемки для выпусков арматуры с последующей их сваркой с выпусками стержней вышестоящей колонны. После монтажа выемки заделывают бетоном.

Диаметр стержней поперечной и монтажной арматуры назначаем из условия свариваемости. Шаг стержней принимаем равным не более 20 *d*, но не более 500 *мм*. Сечение поперечных стрежней не менее 0.25 *d*. защитный слой арматуры не менее 20мм и не менее *d*.

Косвенное армирование на верхнем конце колонны назначаем в виде четырех сварных сеток С1 с размером ячейки 50 *мм*. Первую сварную сетку устанавливаем на расстоянии 20 *мм* от нагруженной грани колонны, остальные с шагом 60 *мм* размещаем на длине 180 *мм*, что больше 10 *d*. Диаметр стержней 6 *мм* арматура.

Длину колонны определяем с учетом заделки ее ниже отметки пола на 0.8 *м* и расположения стыка на 0.65 *м* выше перекрытия:

. Продольные стержни, определенные расчетом, включаем в два плоских каркаса КР1, которые с помощью поперечных стержней объединяем в пространственный каркас КП1. Петли располагаем на расстоянии 0.25 $L_{колонны}$.

Список литературы

1. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1984. – 726 с.
2. ГОСТ Р 21.1101-92. СПДС. Основные требования к рабочей документации. – М.: 1993. – 24 с.
3. ГОСТ Р 21.1501-92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. – М.: 1993. – 40с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: 1989. – 193с.
5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. (СНиП 2.03.01-84*).– М.: 2012. – 106 с.
6. СП 20.13330. 2011 Нагрузки и воздействия. – М.: 2011. – 96 с.
7. СП 52.101.2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: 2004. – 71 с.
8. СП 52.102.2003 Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.: 2004. – 44 с.
1. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий (Под ред. П.Ф. Вахненко). – Киев: Будивэльник, 1987. – 424с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к выполнению курсового проекта по курсу «Строительные конструкции»
для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство»
профиль «Автодорожные мосты и тоннели»

Составитель Зиннуров Т.А.

Подписано в печать Формат 60x84/16
Заказ № Печать Усл. печ.л.
Тираж экз. ризографическая Уч.-изд.л.
Бумага офсетная. №1

Издательство КГАСУ
420043, Казань, Зелёная, 1