

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РФ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ВЯТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Факультет строительства и архитектуры
Кафедра строительных конструкций

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ РЕБРИСТОГО БАЛОЧНОГО
МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ И ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА**

Методические указания к курсовой работе №1

Дисц. «Железобетонные и каменные конструкции»

Для студентов з/о специальности 270102 «Промышленное и гражданское
строительство»

Киров 2011

УДК 624.012.4

Составитель: к.т.н., доц. каф.СК Рожин Д.Н.

Рецензент: к.т.н., доц. Исупов С.А.

Методические указания предназначены студентам заочного отделения специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» при выполнении курсовой работы №1 по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» и содержат общие рекомендации по проектированию элементов монолитного железобетонного ребристого перекрытия и элементов каркаса с примером расчета.

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие положения.....	5
1.1. Объект курсового проектирования	5
1.2. Цели курсового проектирования	5
1.3. Состав и объем первой курсовой работы	6
1.4. Методика проектирования железобетонных конструкций.....	7
2. Эскизное проектирование	8
2.1. Общие задачи и приемы эскизного проектирования	8
2.2. Определение конструкции пола	8
2.3. Разбивка сетки колонн здания, назначение привязок осей, выбор на- правления пролета основных несущих конструкций перекрытия	9
3. Составление расчетных схем элементов перекрытия	12
3.1. Роль и значение расчетных схем в проектировании конструкций	12
3.2. Принципы построения расчетных схем ж.бетонных конструкций	12
3.3. Особенности построения расчетных схем элементов монолитного пе- рекрытия	14
4. Подсчет нагрузок на элементы перекрытия	19
4.1. Общие сведения о нагрузках	19
4.2. Подсчет нагрузки равномерно распределенной по площади.....	20
4.3. Подсчет нагрузки равномерно распределенной по длине конст- рукции.....	21
5. Статический расчет элементов перекрытий	22
5.1. Особенности расчета конструкций по упругой стадии	23
5.2. Особенности статического расчета неразрезных балок по упругопла- стической стадии с планируемым перераспределением моментов.....	23
5.3. Статический расчет неразрезных балок по упругопластической стадии с фиксированным перераспределением усилий	23
6. Общие положения конструирования арматуры	23

6.1 . Основные принципы и приемы назначения диаметра и шага арматуры железобетонных элементов, полученной по расчету	23
6.2. Назначение конструктивной арматуры в элементах железобетонных перекрытий	25
7. Конструирование арматуры железобетонных изгибаемых элементов ...	27
7.1. Выбор типа арматурного изделия	27
7.2. Конструирование арматурных изделий плитных элементов.....	27
7.3. Конструирование продольной арматуры балочных элементов.....	31
8. Пример расчета и конструирования элементов железобетонного монолитного перекрытия с балочными плитами	33
8.1. Расчет и конструирование монолитной плиты перекрытия	33
8.2. Расчет и конструирование второстепенной балки.....	39
8.3. Расчет и конструирование колонны.....	52
8.4. Расчет и конструирование фундамента	58
ЛИТЕРАТУРА.....	63

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Объект курсового проектирования

В первой курсовой работе студентам предлагается запроектировать основные элементы междуэтажного перекрытия промышленного здания в монолитном исполнении и некоторые элементы каркаса (колонну и фундаменты).

Конструктивная схема здания задается таким образом, чтобы исключить влияние горизонтальных нагрузок (от ветра, например) на элементы перекрытия, и рассмотреть возможно больше вариантов опирания элементов перекрытия на вертикальные несущие конструкции - колонны и стены. задается здание с внутренним неполным железобетонным каркасом и наружными несущими кирпичными стенами. Здание имеет жесткую конструктивную схему благодаря тому, что кирпичные стены перпендикулярных направлений расположены не более чем через 54 метра.

В связи со спецификой проектирования монолитных железобетонных конструкций при проектировании перекрытия предлагается подобрать и законструировать арматуру в элементах перекрытия, колоннах и фундаментах.

1.2. Цели курсового проектирования

В результате выполнения курсового проектирования студент должен ознакомиться:

- с учебной и нормативной литературой по вопросам проектирования железобетонных конструкций;
- с общей методикой проектирования строительных конструкций;
- с видами и размерами изгибаемых железобетонных элементов перекрытия;
- с принципами построения расчетных схем железобетонных изгибаемых элементов;

- с особенностями выполнения рабочих чертежей железобетонных элементов, конструкций и узлов;
- с основными правилами конструирования арматуры изгибаемых железобетонных элементов.

Должен знать:

- методику подсчета и преобразования распределенных и сосредоточенных нагрузок;
- приемы и особенности составления расчетных схем простейших железобетонных конструкций;
- особенности статического расчета железобетонных изгибаемых элементов по упругопластической стадии работы;
- принципы конструирования арматуры, обеспечивающие совместную работу арматуры с бетоном.

Должен уметь:

- определять усилия, действующие в различных сечениях изгибаемых железобетонных элементов упрощенным способом;
- применять ПЭВМ для определения усилий и анализировать результаты машинного счета;
- применять методику конструктивного расчета изгибаемых железобетонных элементов для расчета по первой группе предельных состояний;
- конструировать рабочую арматуру изгибаемых железобетонных элементов.

1.3. Состав и объем первой курсовой работы

Железобетонное перекрытие в первом курсовом проекте предлагается запроектировать в монолитном варианте. В данном случае перекрытие как конструкция состоит из нескольких элементов, определенным образом объединенных в одно целое для выполнения эксплуатационных задач. Для перекрытия эта задача заключается в том, чтобы воспринять временную

(от оборудования, материалов и людей) и постоянную (от собственной массы) нагрузки, тем или иным способом распределенные по всей поверхности пола этажа, и передать их на вертикальные несущие конструкции (колонны и стены), подпирающие перекрытие только в нескольких точках, расположенных, как правило, достаточно регулярно.

Конструктивно перекрытие принимается ребристым с балочными плитами и состоит из следующих элементов:

-главных балок (монолитно сопряженных с колонной) *в курсовой работе не разрабатываются*;

-второстепенных балок (монолитно сопряженных с главными балками);

-плиты (монолитно сопряженной с теми и другими балками);

-центрально нагруженной колонны каркаса и фундамента под эту колонну.

Выполнение курсовой работы осуществляется студентами самостоятельно в течение установленного срока проектирования.

Методические указания проиллюстрированы примерами расчета и конструирования элементов, однако, используемый пример расчета *не является сквозным!!!!*

1.4. Методика проектирования железобетонных конструкций.

Проектирование конструкций обычно производится в последовательности опирания конструкций, чтобы уточненная собственная масса уже рассчитанных конструкций была учтена в расчете, на которые передается нагрузка.

Традиционно в практике железобетонных конструкций проектирование любого узла или конструкции состоит из ряда последовательных этапов. В этом смысле приведенная ниже методика является универсальной:

-эскизное проектирование;

-составление расчетной схемы и подсчет нагрузок;

- статический или динамический расчет;
- конструктивный расчет;
- конструирование (для железобетонных конструкций - арматуры);
- выполнение рабочих чертежей.

Строго соблюдая последовательность проектирования, уяснив и освоив основные приемы работы на каждом из этапов, ознакомившись с особенностями, которые возникают на каждом этапе для различных видов и типов конструкций, студент сможет в дальнейшем проектировать конструкции, которые не встречались ему ранее.

Данные методические указания совместно с источниками, приведенными в списке литературы на стр. дают рекомендации по работе проектировщика на каждом из этапов.

2. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

2.1. Общие задачи и приемы эскизного проектирования

Прежде чем рассчитывать конструкцию, необходимо объемно представить себе общий вид, принять ее размеры и конфигурацию в соответствии с заданием на проектирование, эксплуатационным назначением, требованиями норм.

Необходимо в деталях представить себе взаимосвязь проектируемой конструкции с другими несущими и ограждающими конструкциями, со всеми ее свойствами и конструктивными возможностями.

Эскизное проектирование выполняется на основе знаний частей зданий, строительной физики, строительных материалов и строительной механики, специальных дисциплин с использованием умений и навыков, полученных при изучении курсов начертательной геометрии и черчения.

Большую роль при эскизном проектировании играет способность студента объединить и использовать эти знания, применить известные конструктивные решения, прогнозировать характер работы будущей конструкции.

2.2. Определение конструкции пола

Исходя из назначения здания, а по заданию - здание промышленное, конструкция пола назначается в соответствии с [4]. В данной курсовой работе для принятия конструкции пола можно воспользоваться рис.1. Принятую конструкцию пола необходимо эскизно показать в пояснительной записке с указанием толщин слоев и объемного веса материалов, дать пояснение, почему именно эта конструкция пола принята.

2.3. Разбивка сетки колонн здания, назначение привязок осей, выбор направления пролета основных несущих конструкций перекрытия

В задании на курсовое проектирование указаны сетка колонн, размеры здания в осях, материал и толщина стен. Следует вспомнить, что привязка наружных кирпичных стен принимается 200мм (от внутренней грани стены) как средняя величина опирания элементов перекрытия. Правила обозначения и порядок расположения цифровых и буквенных осей известны. Глубина опирания монолитной плиты на стену принимается 12см, второстепенной балки 25см, но не менее половины высоты, главной балки 38см, но также не менее половины высоты. Основные соображения, которыми руководствуются при выборе направления основных несущих конструкций (главных балок), следующие: увеличение устойчивости здания в направлении наименьшей жесткости стен, архитектурно-эстетические свойства внутренних помещений.

Особенности эскизного проектирования монолитного перекрытия

В монолитном перекрытии все элементы – плита, второстепенная балка, главная балка – монолитно связаны между собой; качественные и количественные характеристики заранее не известны.

Первой задачей, которая решается при эскизном проектировании, является разбивка осей и балок перекрытия, назначение их направления количества и пролетов. В курсовой работе рекомендуется для плиты и балок принимать приблизительно равные пролеты с округлением до 50мм.

Главную балку, если расчет производится вручную, рекомендуется проектировать так, чтобы на нее опиралось не более 3-х второстепенных балок в одном пролете, это облегчит выполнение статического расчета с помощью таблиц.

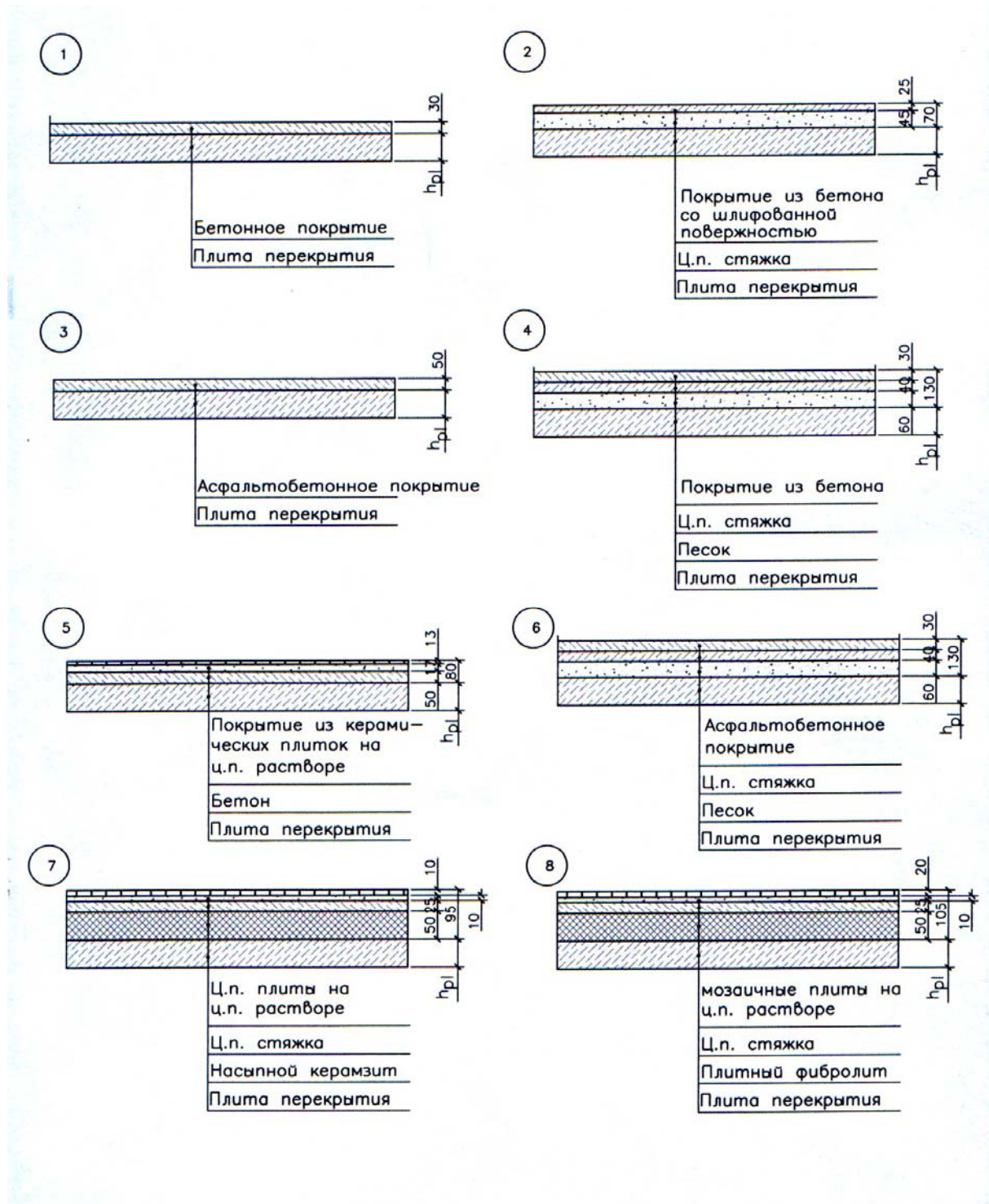


Рис.1. Варианты конструкции пола на перекрытиях промзданий

Обычно в монолитном ребристом перекрытии принимается поперечное расположение главных балок по внутренним разбивочным осям с опиранием на колонны или кирпичные столбы и наружные продольные кирпичные стены. Второстепенные балки размещаются в продольном направлении здания по осям колонн или столбов и в третях пролетов главных балок с шагом $L/3$ так чтобы соотношение размеров плиты перекрытия было больше 2-х. Плита в этом случае рассчитывается как балочная в направлении короткой стороны.

Второй задачей эскизного проектирования монолитного перекрытия является назначение опалубочных размеров сечений. Ориентировочно на стадии эскизного проектирования размеры сечений элементов можно принять исходя из следующих рекомендаций:

- толщина плиты – 6,7,8,9см;

- высота второстепенной балки - $1/12 \div 1/15$ пролета (рекомендуемые пролеты $5 \div 7$ м);

- высота главной балки $1/8 \div 1/12$ пролета (рекомендуемые пролеты $6 \div 8$ м);

- ширина сечения балок принимается равной $1/2 \div 1/3$ высоты.

Большие высоты сечения элементов перекрытия следует принимать при больших нагрузках и пролетах. При назначении размеров следует иметь в виду следующие соображения:

- размеры сечений балок назначаются кратными 50мм, а при высоте главной балки более 800 – кратно 100мм;

- главная балка не должна быть шире колонны или столба (400х400, 510х510, 640х640), лучше если она будет на 50,100мм уже для обеспечения анкеровки рабочих стержней;

-ширина главной балки не должна быть менее 250мм т.к. высокий уровень нагружения потребует постановки не менее 4-х стержней в нижнем ряду;

-второстепенная балка должна быть меньше главной по высоте по крайней мере на 50-100мм для обеспечения пропуска стержней второстепенной балки над стержнями главной балки;

-ширина второстепенной балки не должна быть менее 150мм для обеспечения возможности проведения работ по размещению каркасов и бетонирования.

Пример оформления эскиза перекрытия и размещаемые на нем данные приведены на рис.2. Эскиз перекрытия необходимо утвердить у преподавателя ведущего проект и только затем приступить к следующему этапу проектирования.

3. СОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ

3.1. Роль и значение расчетных схем в проектировании конструкций

При составлении расчетной схемы решается весьма сложная инженерная задача - переход от реальной конструкции к условной схеме, которая могла бы быть рассчитана методами строительной механики.

Расчетная схема отражает основные, самые важные для понимания работы и расчета конструкции факторы, и наоборот – опускает несущественные. Практика строительного проектирования так богата различными видами и сочетаниями конструкций, что построение расчетной схемы представляет всегда нестандартную задачу, которая может иметь много решений, в зависимости от того, кто ее решает, с какой целью, какие средства используются для дальнейших этапов проектирования.

3.2. Принципы построения расчетных схем железобетонных конструкций

Простейшее решение задачи построения расчетной схемы получается при представлении конструкции в виде стержня. Изгибаемые элементы, подлежащие расчету в первой курсовой работе, с большей или меньшей

степенью точности могут быть представлены как горизонтальные стержни. На схеме изображается только геометрическая ось элемента, с указанием условий закрепления.

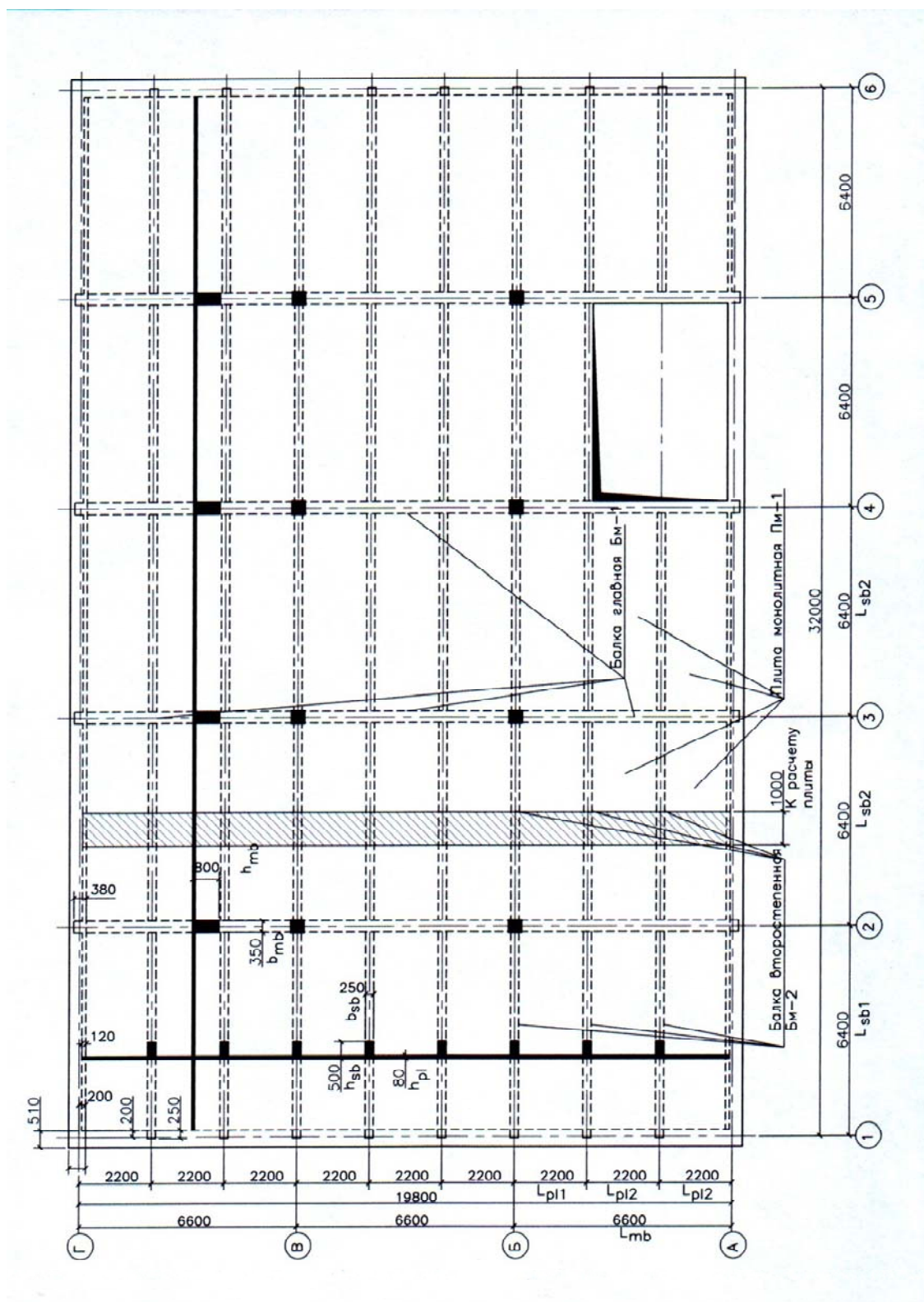


Рис.2. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия

Набор типов закреплений, для которых есть способы решений в строительной механике весьма скромны, а реальные условия закрепления многообразны, поэтому приходится принимать решение в пользу того или другого классического условного закрепления, отдавая себе отчет в том, что при этом утрачиваются какие-то особенности работы конструкции.

На расчетной схеме проставляется расчетный пролет – расстояние между осями опорных реакций. Это заставляет принять еще одно решение - о месте передачи усилия на опоре в реальной конструкции, что тоже может быть принято по-разному. Например, при свободном опирании конструкции на стену, место передачи определяется в зависимости от наличия/отсутствия распределительных элементов, соотношения модулей упругости материалов перекрытия и стены и эпюры распределения давления. После принятия такого решения определение расчетного пролета становится чисто геометрической задачей и может быть осуществлено достаточно просто на основании хорошо выполненного эскизного проекта.

Еще одним компонентом расчетной схемы является характер, величина и привязка (место расположения) расчетных нагрузок. Варианты характера нагрузок тоже не многочисленны: сосредоточенная, равномерно распределенная, распределенная по какому либо закону. В действительности нагрузка на конструкцию может принимать самый различный характер, величину и расположение, поэтому для упрощения приходится переходить к эквивалентной нагрузке по тому или иному критерию, например, по условию равенства изгибающих моментов в расчетном сечении. Следует помнить, что на конструкцию может действовать несколько нагрузок, расположение их может изменяться, поэтому на расчетной схеме отмечаются как минимум величина и размещение двух нагрузок: постоянной и временной. В том случае, если расположение временной нагрузки в процессе эксплуатации может меняться, приходится рассматривать расчетные схемы со всеми возможными вариантами размещения временной нагрузки.

3.3. Особенности построения расчетных схем элементов монолитного перекрытия

Монолитное перекрытие представляет собой целостную конструкцию, опирающуюся на кирпичные стены по контуру и на колонны или кирпичные столбы в узлах сетки разбивочных осей. Современные методы машинного расчета позволяют составить расчетную модель полностью всего перекрытия и получить усилия в каждом элементе в большом количестве сечений. Этот путь дает кардинальное приближение результатов статического расчета к реальной работе элементов перекрытия, учитывая их совместную работу. Без применения ПЭВМ этот путь не приемлем из-за большого объема вычислений. Поэтому приходится строить более простые стержневые схемы, поступаясь при этом соответствием расчетных схем действительной работе конструкций.

Построить стержневую расчетную схему для плоскостной конструкции плиты представляет собой задачу достаточной трудности для понимания. Необходимо временно забыть, что плита представляет собой единое целое с балками, считать, что она как бы лежит на них. Далее необходимо забыть, что балки прогибаются под нагрузкой, считать, что у плиты несмещаемые по вертикали опоры. Надо сказать, что, несмотря на эти допущения, результаты статического расчета дадут вполне удовлетворительное соответствие реальной работе плиты ввиду существенного различия в жесткостях плиты и балок, на которые она опирается. Последнее допущение, которое надо сделать, - из системы взаимно перпендикулярных балок выбрать балки только одного направления и считать, что только они являются опорными для плиты.

В п.2.3. уже отмечено, что плита перекрытия проектируется по балочной схеме, поэтому при построении расчетной схемы она рассматривается только в коротком направлении, пренебрегая работой в длинном направлении. Это можно допустить потому, что моменты в коротком, более

жестком направлении будут существенно больше, чем в длинном направлении.

Теперь приняв все эти допущения, можно рассматривать плиту как систему однотипных балок, уложенных вплотную друг к другу и опирающуюся на второстепенные балки, и, следовательно, рассчитывать можно любую из них. Ширина балки существенного значения не имеет, но удобнее принять ширину равную 1м. Количество пролетов в рассматриваемой балке принимают равным фактическому количеству, но при числе пролетов больше 5-ти балку рассматривают как 5-ти пролетную, условно “вырезая” средние пролеты и, полагая при этом что все средние пролеты работают одинаково.

Нагрузку на балку, вырезанную из плиты, согласно заданию принимают равномерно распределенной. Разделение временной нагрузки на продолжительную и непродолжительную части не обязательно, если по заданию не требуется расчета по второй группе предельных состояний. Изображая временную нагрузку на плиту без привязки к конкретному пролету, мы тем самым берем себе на заметку, что временная нагрузка может иметь весьма различный характер приложения, предугадать который невозможно, а учесть надо. Но это уже задача статического расчета, пояснения для которого будут приведены ниже.

При определении расчетных пролетов необходимо, прежде всего, решить вопрос о методе определения усилий. Дело в том, что статически неопределимые железобетонные конструкции экономичнее проектировать, определяя усилия по упругопластической стадии. Сущность физических процессов, происходящих в железобетонной конструкции, в этой стадии заключается в том, что деформации в бетоне и арматуре становятся пластическими, усилия в данном сечении перестают увеличиваться при увеличении нагрузки, а в работу включаются другие сечения, которые еще способны выдержать увеличивающиеся нагрузки.

Для построения расчетной схемы важен тот факт, что пластические деформации арматуры в растянутой части сечения сопровождаются образованием и раскрытием трещин в бетоне этой зоны, следовательно, опорное давление может передаваться с одной конструкции на другую, сопрягаемую с ней, только на небольшой площадке сжатой зоны (на опоре изгибаемого элемента перекрытия она обычно расположена в нижней части сечения).

Из этих рассуждений следует вывод: если предполагается вести расчет по упругопластической стадии работы, расчетный пролет следует принимать равным расстоянию “в свету” между опорами, если же расчет ведется по упругой стадии работы, расчетные пролеты можно принимать равным расстоянию между осями сечений сопрягаемых элементов. Если рассматривается крайний пролет, то здесь следует учитывать, что опорная реакция одного конца элемента будет расположена по центру площадки опирания конструкции на стену.

Учитывая приведенные выше рассуждения, расчетные пролеты l_{01} и l_{02} рассчитываются с учетом особенностей, возникающих при расчете по упругопластической стадии. При этом для определения расчетных пролетов рекомендуется сделать эскиз как на рис.3 (конструктивный разрез по конструкции) и для подсчета воспользоваться формулами:

$$\text{для крайних пролетов } l_{01} = l_{pl1} - a + c/2 - b_{sb}/2 \quad (1)$$

$$\text{для средних пролетов } l_{02} = l_{pl2} - b_{sb}, \quad (2)$$

где a - величина привязки разбивочных осей,

c – величина опирания плиты на стену (120мм),

b_{sb} – ширина второстепенной балки .

При построении расчетной схемы второстепенной балки мы уже с большим основанием можем представить в виде стержневой многопролетной неразрезной балки, опирающейся на главные балки, которые, правда, опять придется считать бесконечно жесткими, работающими без про-

гиба. И еще надо “вспомнить”, что балка и плита составляют единое целое, поэтому сечение балки для которой мы составляем расчетную схему – тавровое с полкой в верхней зоне. На рис.3 представлены эскизы для определения расчетных пролетов и построения расчетной схемы второстепенной балки. Расчетные же пролеты определяются по следующим формулам:

$$\text{для крайних пролетов } l_{01} = l_{sb1} - a + c/2 - b_{mb}/2 \quad (3)$$

$$\text{для средних пролетов } l_{02} = l_{sb2} - b_{mb}, \quad (4)$$

где a – величина привязки разбивочных осей,

c – величина опирания плиты на стену ($h_{sb}/2$),

b_{mb} – ширина главной балки.

Величину свесов сечения тавра второстепенной балки следует принять в соответствии со СНиП 2.03.01.-84* п.3.16 и для данного типа конструкций (в курсовой работе) ширину тавра следует принять:

$$b'_f = l_{sb}/3 + b_{sb}, \text{ но не более } l_{pl}. \quad (5).$$

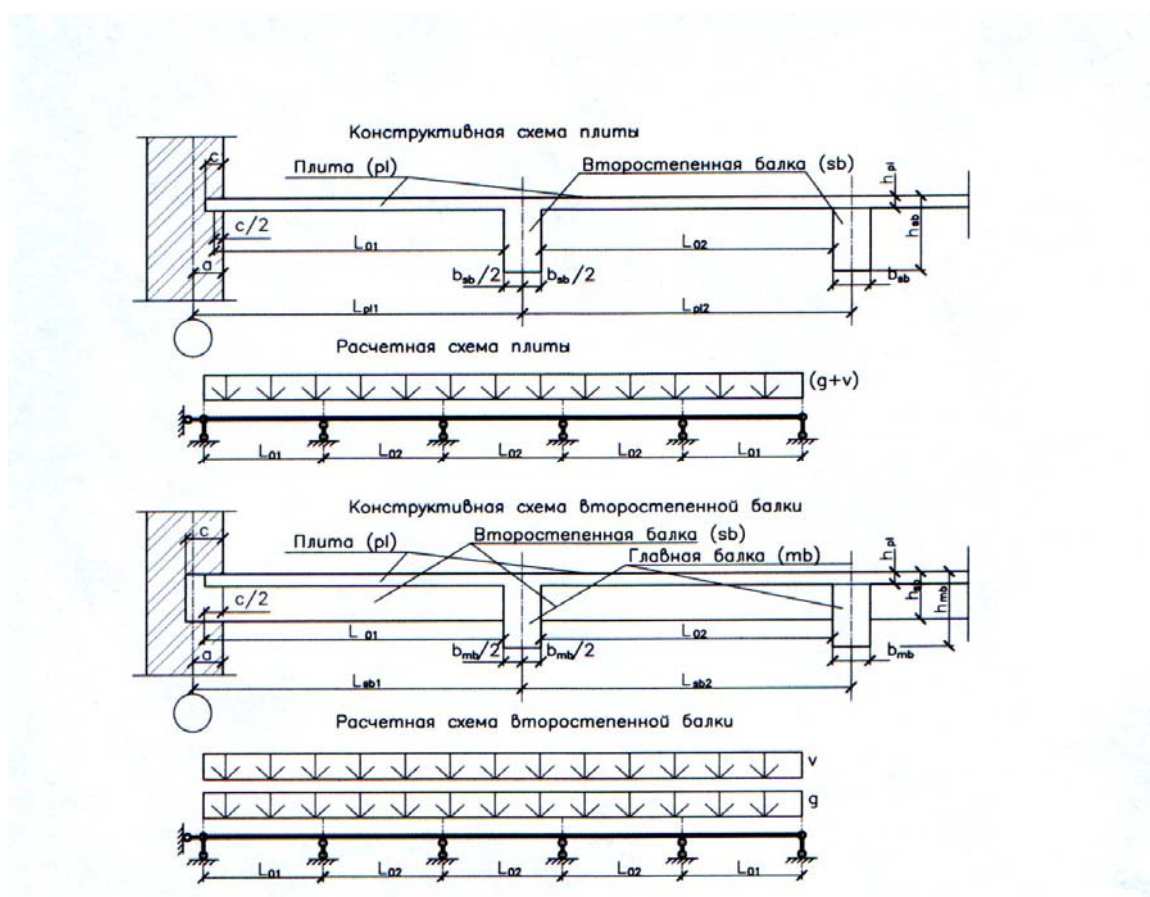


Рис.3. К построению расчетных схем элементов монолитного перекрытия

4. ПОДСЧЕТ НАГРУЗОК НА ЭЛЕМЕНТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

4.1. Общие сведения о нагрузках

Нагрузки на конструкции зданий и сооружений делятся на постоянные и временные. Постоянные нагрузки согласно [2] это:

- вес частей зданий, несущих и ограждающих конструкций;
- вес и давление грунтов;
- воздействие предварительного напряжения конструкций;

Временные нагрузки делятся на продолжительные (пониженное значение) и непродолжительные. К временным продолжительным относятся:

- вес временных перегородок;
- вес стационарного оборудования (станков, емкостей, трубопроводов, конвейеров и т.п.), вес жидкостей и сыпучих, заполняющих емкости;
- давление жидкостей и газов и многие другие, указанные в [2].

К временным непродолжительным нагрузкам относятся:

- вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта;
- нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже строительных конструкций и оборудования;
- нагрузки, указанные в табл. 3 [2], и другие.

Выделяются еще и особые нагрузки (см. [2]).

На расчетных схемах указываются расчетные нагрузки для первой группы предельных состояний, которые образуются из нормативных (нормированных) путем умножения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f который принимается в соответствии с табл. 1 [2] и имеет величину больше единицы ($1 \div 1,4$). В тех случаях, когда увеличение постоянной нагрузки создает более благоприятные условия работы конструкции, коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 0,9, т.е. учитывает более невыгодный случай нагружения. Также расчетные нагрузки умножаются еще и на коэффициент по назначению здания γ_n , который в зависимости от класса ответственности здания принимает значения 1,0; 0,95; 0,9. Для типа

зданий рассматриваемых в проекте данный коэффициент принимается равным 0,95.

4.2. Подсчет нагрузки равномерно распределенной по площади

В курсовой работе к равномерно распределенным нагрузкам по площади относятся: в постоянных нагрузках – масса пола и масса конструкций плитного типа (имеющих плоскую нижнюю и верхнюю грани), во временных нагрузках – нагрузка по заданию, либо эквивалентная нагрузка, подсчитанная по заданной учебно-реальной нагрузке.

Нагрузку от слоистых конструкций удобнее всего подсчитывать в табличной форме

Таблица 1.

Подсчет нагрузок

№ п/п	Материал слоя, толщина, объемная масса	Норматив- ная нагрузка кН/м ²	Коэффици- ент надеж- ности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1	2	3	4	5

В столбец 2 записываются последовательно все слои пола, принятые при эскизном проектировании по рис.1, а также собственная масса плитной конструкции.

Подсчет нагрузок от слоев пола и плитных конструкций производится исходя из простой пропорциональности: если слой высотой 1м нагружает конструкцию нагрузкой , равной объемной массе, то нагрузка на метр квадратный от любой другой толщины будет пропорциональна высоте слоя $\cdot \delta(m)$:

$$q(H/m^2) = \rho(H/m^3) \cdot \delta(m) \quad (6)$$

Суммирование нагрузок по столбцам 3 и 5 дает итоговую нагрузку на 1 м² от собственной массы, равномерно распределенную по площади.

Временная нормативная нагрузка также включается в таблицу. Обычно она задается в курсовой работе равномерно распределенной по площади.

4.3. Подсчет нагрузки равномерно распределенной по длине конструкции

В стержневых расчетных схемах (применяемых к курсовой работе) нагрузка распределена по длине конструкции.

Нагрузка от собственной массы балок подсчитывается как масса одного погонного метра конструкции (рис.4а):

$$q(H/m) = \rho(H/m^2) \cdot b(m) \cdot h(m) \quad (7)$$

При расчете конструкций, монолитно объединяющих элементы плитные и балочные. Необходимо помнить, что если собственная масса плитной части уже вошла в ранее подсчитанные нагрузки, то нагрузка от балки определяется за вычетом толщины плиты (только ребро).

Подсчет нагрузки от конструкций плитного типа на балочную конструкцию связан с понятием ширины грузовой площади. Если конструкция представлена как система параллельных балок с регулярным шагом, то равномерно распределенная нагрузка должна быть разделена между ними поровну. Ширина грузовой площади рассматриваемой балки будет равна расстоянию между центральными осями пролетов плит, примыкающих к рассматриваемой балке (рис.4б). Для второстепенной балки запишем:

$$q(H/m) = \rho(H/m^2) \cdot l_{pl}(m) \cdot \quad (8).$$

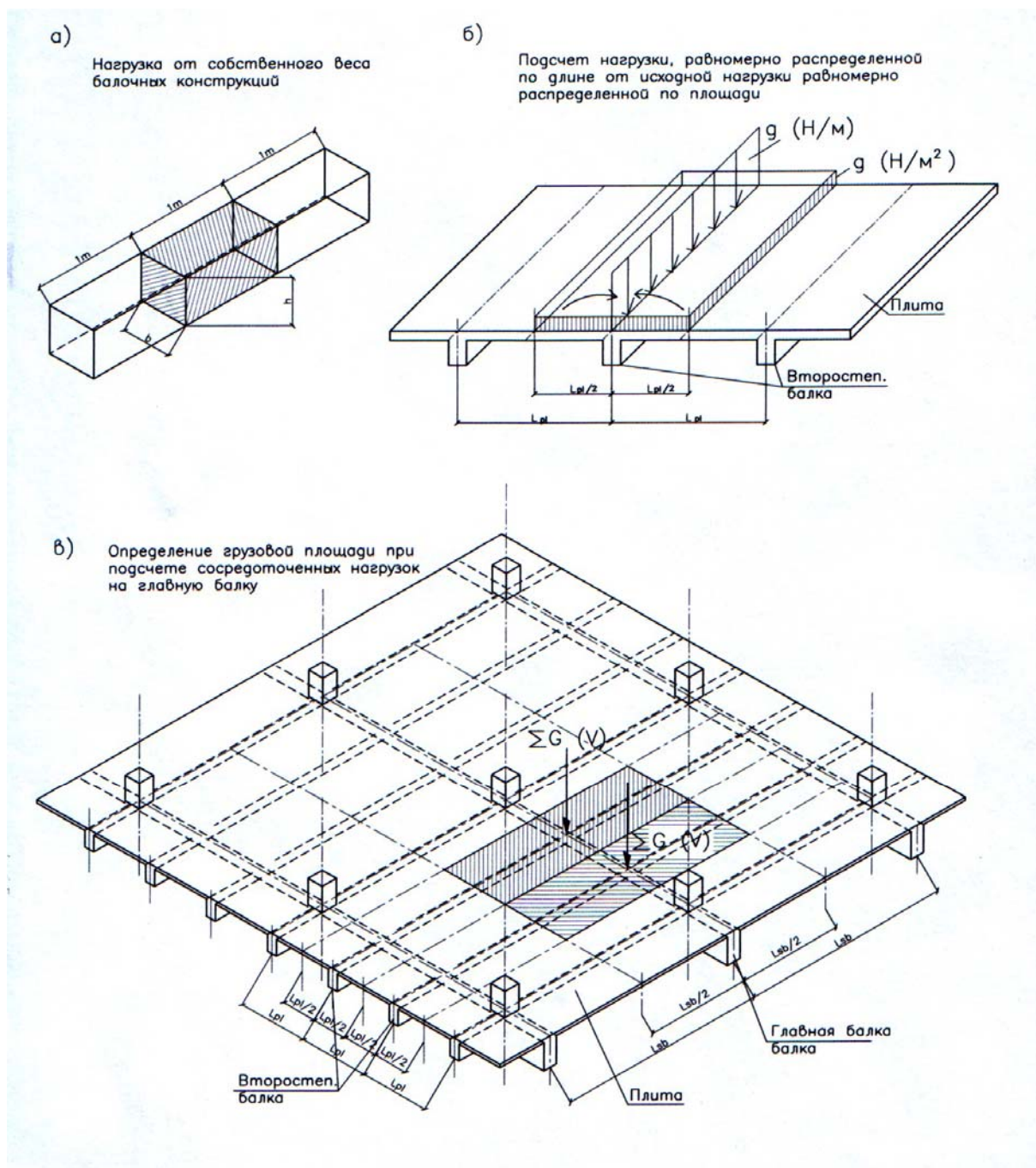


Рис.4. К подсчету нагрузок

5. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЙ

Статический расчет имеет целью определение усилий, действующих в сечениях элементов. Сечения с максимальными по величине усилиями, как правило, являются расчетными. В изгибаемых элементах при возможности линейного смещения хотя бы на одной опоре из четырех известных

видов усилий определяются только три – изгибающий момент (M), крутящий момент (T) и поперечная сила (Q).

Допущения, принятые нами при составлении расчетных схем, позволяют отказаться от определения крутящего момента для элементов перекрытий в первой курсовой работе. Определение усилий в расчетных сечениях производится на основе знаний, полученных при изучении курсов сопротивления материалов и строительной механики, поэтому в данных методических указаниях рассматриваются только особенности статического расчета, специфичные для данного материала и поставленных задач.

5.1. Особенности расчета конструкций по упругой стадии

По упругой стадии рассчитываются только статически определимые железобетонные конструкции. Статически неопределимые конструкции рассчитываются по упругопластической стадии расчета. Конструкции, рассматриваемые в данной курсовой работе, относятся к статически неопределимым конструкциям. Формулы для определения усилий в неразрезной балочной плите и второстепенной балке достаточно просты и будут рассмотрены ниже.

5.3. Статический расчет неразрезных балок по упругопластической стадии с фиксированным перераспределением усилий

Такой расчет производится для малоответственных конструкций (в курсовой работе это плита и второстепенная балка), нагруженных равномерно распределенной нагрузкой. Величины моментов и поперечных сил огибающих эпюр, элементов балочного типа можно получить по готовым формулам.

6. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУИРОВАНИЯ АРМАТУРЫ

6.1. Основные принципы и приемы назначения диаметра и шага арматуры железобетонных элементов, полученной по расчету

Результатом конструктивного расчета элементов будет являться определение площади арматуры и назначение диаметров и количества стерж-

ней в соответствии с сортаментом. Результат этой работы может быть многовариантным, но в любом случае он должен удовлетворять следующим обязательным требованиям:

1. Экономичность – площадь принятой арматуры должна отличаться от расчетной на более чем на 5%. Кроме того, при значительном изменении усилий по длине элемента часть арматуры становится ненужной и, ее можно обрывать или отгибать, как это показано в п.7.5 данных методических указаний, но для этого количество арматуры должно быть больше минимально допустимого.

2. Надежность – площадь принятой арматуры не должна быть меньше расчетной, в крайнем случае, допускается превышение площади расчетной арматуры над принятой на величину менее 1,5%.

3. Унификация – количество различных диаметров рабочей арматуры должно быть минимальным. Считается, что в одной конструкции (элементе) их должно быть не более трех. Кроме того, не рекомендуется использовать смежные из сортамента диаметры в одной конструкции или элементе.

4. Технологичность изготовления арматурных изделий – особое значение имеет выполнение п.п.5.32,5.33 [1], которые устанавливают связь между диаметрами арматуры при сварке арматурных изделий и отдельных стержней. Технологичность, кроме того, проявляется в том, чтобы количество стержней и тем более их разновидностей позиций было минимальным.

5. Обеспечение качества анкеровки арматуры – выполнение требований СНиП [1] п.п. 5.11, 5.12 приводит к тому, что количество стержней, которые мы можем разместить в сечении элемента, не может быть слишком большим. Если расстояние между стержнями и защитный слой будут меньше минимально допустимых величин, то хорошего уплотнения

бетона не получится, а значит, совместная работа бетона и арматуры будет нарушена.

Существует еще целый ряд возможностей разработать более рациональный вариант назначения диаметров стержней. Например, при меньшем диаметре стержней меньше ширина раскрытия трещин, меньше длина анкеровки.

Выбор количества, диаметра и шага рабочей арматуры всегда кропотливая, сложная и интересная задача, требующая умения находить компромисс между противоречивыми требованиями, умение применить знания из различных дисциплин, а также выполнения ряда требований нормативных документов, в первую очередь раздела 5 СНиПа [1].

6.2. Назначение конструктивной арматуры в элементах железобетонных перекрытий

Конструктивную арматуру, применяемую при армировании железобетонных элементов перекрытий можно подразделить на следующие виды:

1. Противоусадочная – ее назначение препятствовать образованию усадочных трещин. В первой курсовой работе эта арматура ставится у боковых поверхностей балок высотой поперечного сечения более 700мм (главные балки). Противоусадочные стержни ставятся так, чтобы расстояние между стержнями по высоте балки не превышало 400мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона с размерами: по высоте – расстояние между соседними стержнями, по ширине – половине ширины ребра элемента, но не более 200мм. Стержни у противоположных поверхностей ребра соединяются шпильками из арматуры класса А-I, диаметром 6-8мм, установленных с шагом 500мм по длине балки;

2. Анкерующая (стыковые стержни) – ее назначение в следующем:

-уменьшение длины анкеровки рабочей арматуры, в этом случае стержни (коротыши) привариваются поперек рабочей арматуры;

-восполнение необходимой длины анкеровки другим стержнем, при невозможном продлении рабочего стержня на длину анкеровки. В курсовой работе стыковые стержни должны быть предусмотрены на промежуточных опорах второстепенных балок, так как каркасы второстепенной балки не могут входить на длину анкеровки в тело главной балки. Эти стержни устанавливаются на уровне стержней рабочей пролетной арматуры балок и число их должно соответствовать количеству пролетных стержней, доходящих до опоры. Диаметр стыковых стержней должен быть не менее 10мм, их площадь принимается не менее половины площади рабочей арматуры, а также общая площадь стыковых стержней должна быть не меньше минимального процента армирования сечения балки на опоре. Стыковые стержни, если они периодического профиля заводятся за грань опоры в пролет не менее чем на $15d$, а если стержни гладкие, то к $15d$ необходимо прибавит один шаг поперечных стержней плюс 50мм.

3. Монтажная – ее назначение обеспечивать проектное положение рабочей арматуры при бетонировании. Примером может служить верхняя арматура в каркасах второстепенных балок, которая нужна для закрепления поперечных стержней и объединения всей рабочей арматуры в каркас (также данная арматура может быть и рабочей).

4. Распределительная – ее назначение распределить влияние нагрузки на большую площадь конструкции, усреднить напряжения в возможно большем количестве стержней. Часто монтажная арматура также является и распределительной. В монолитной балочной плите монтажная арматура, расположенная перпендикулярно рабочей, будет являться распределительной.

5. Арматура, возмещающая недостатки расчетных схем. Примером может служить арматура, поставленная на крайней опоре плиты.

В целях повышения технологичности изготовления железобетонных конструкций из рабочей, конструктивной и распределительной арматуры

изготавливают арматурные изделия на специализированных предприятиях или в цехах заводов железобетонных конструкций. Наиболее часто изготовление арматурных изделий производится с помощью контактной сварки, реже с помощью электродуговой сварки (ослабление сечений стержней в местах сварки), и уже совсем редко с помощью перевязывания мягкой стальной проволокой (вязанные каркасы).

К арматурным изделиям относятся:

- сетки (С);
- каркасы плоские (Кр);
- каркасы пространственные (Кп);
- отдельные стержни.

Разработка индивидуальных арматурных изделий или назначение их по ГОСТу, а также разработка расстановки их в опалубке называется конструированием арматуры. В дальнейшем конструирование арматуры рассматривается на примере изгибаемых элементов принятых в курсовой работе.

7. КОНСТРУИРОВАНИЕ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

7.1. Выбор типа арматурного изделия

Приступая к выбору арматурного изделия изгибаемого железобетонного элемента прежде всего определяют какой это элемент: плитный или балочный. Характер армирования плитных и балочных элементов различен. Плитные элементы, как правило, армируются сетками с достаточно большим количеством стержней в продольном и поперечном направлениях, а балочные – сетками (каркасами), в которых количество продольных стержней значительно меньше количества поперечных. Сетки в плитных элементах укладывают горизонтально, а сетки и каркасы в балочных элементах вертикально.

7.2. Конструирование арматурных изделий плитных элементов

Рекомендуется плитные элементы армировать сетками, изготовленными в соответствии с сортаментом сварных сеток по ГОСТ 8478-81(табл.3). Согласно ГОСТа есть сетки с продольной рабочей арматурой, с поперечной и рабочей арматурой в двух направлениях. При невозможности использования типовых сеток, можно конструировать сетки индивидуального изготовления. В стандартных сетках используют арматуру класса Вр-I Ø3÷5мм (рулонные сетки) и арматуру класса А-III Ø6÷10 (плоские сетки). Поскольку возможен шаг арматуры 200,150 и 100мм, что обусловлено технологией сварочных работ, на каждый погонный метр сетки приходится соответственно 5,7, и 10 стержней. Используя таблицу расчетных площадей поперечного сечения арматуры можно определить площадь арматуры на один метр ширины или длины сетки в зависимости от шага и диаметра стержней, и принять тот шаг и диаметр, которые дают наиболее близкое значение площади к расчетному значению. Этим приемом определяется шаг и диаметр рабочей арматуры.

Арматура перпендикулярного направления, в плитных элементах, рассчитанных по стержневой расчетной схеме, будет распределительной и назначается минимального диаметра при максимальном шаге. На основании этих данных подбирается или назначается марка ГОСТовской сетки или делается эскиз индивидуальной. Ниже приводятся основные параметры сеток в условных обозначениях:

$$C \frac{D-v}{d-u} A \times L \frac{C_1-C_2}{k},$$

где C -сетка, D - диаметр и класс арматуры продольных стержней, v -шаг продольных стержней, d -диаметр и класс арматуры поперечных стержней, u - шаг поперечных стержней A -ширина сетки, L -длина сетки, C_1 и C_2 – свободные концы поперечных стержней. Если $C_1=C_2$ – приводится только значение C_1 , если $C_1=C_2=k$, также приводится только значение C_1 , при $C_1=C_2=k=25$ значение C_1 опускается.

Верхней границей применения рулонных сеток с продольной рабочей арматурой является сетка с максимальной площадью продольных рабочих стержней $1,96\text{см}^2$ (10 Ø5Bp-I).

В случае, если площади арматуры одной ГОСТовской сетки недостаточно, можно принять две сетки, уложенные одна на другую. В этом случае одна сетка называется основной, а вторая дополнительной (рис.5). Методика подбора сеток приведена ниже при рассмотрении примера расчета плиты.

Таблица 3

Сетки сварные рулонные (по ГОСТ 8478-81)

Марка сетки	Площадь стержней, см ² /м		Ширина сетки, мм	Марка сетки	Площадь стержней, см ² /м		Ширина сетки, мм
	продольных х	поперечных			продольных х	поперечных	
С продольной рабочей арматурой				С поперечной рабочей арматурой			
$\frac{5Bp-I-100}{4Bp-I-300}$	1,96	0,38	1040,1140,1280,1290,1340,1410,1440,1500	$\frac{4Bp-I-300}{5Bp-I-100}$	0,38	1,96	1540,1680,2330,2830,2910,2940,2960,3260,3330,3560
$\frac{5Bp-I-150}{4Bp-I-300}$	1,37	0,38		$\frac{4Bp-I-300}{5Bp-I-150}$	0,38	1,37	
$\frac{5Bp-I-200}{4Bp-I-300}$	0,98	0,38		$\frac{5Bp-I-200}{8A-III-100}$	0,98	5,03	
$\frac{4Bp-I-100}{3Bp-I-300}$	1,26	0,21		$\frac{5Bp-I-200}{8A-III-150}$	0,98	3,52	
$\frac{4Bp-I-150}{3Bp-I-300}$	0,8	0,21		$\frac{5Bp-I-200}{8A-III-200}$	0,98	2,51	
$\frac{4Bp-I-200}{3Bp-I-300}$	0,63	0,21		$\frac{5Bp-I-200}{6A-III-100}$	0,98	2,83	
$\frac{3Bp-I-100}{3Bp-I-300}$	0,71	0,21		$\frac{5Bp-I-200}{6A-III-150}$	0,98	1,98	
$\frac{3Bp-I-150}{3Bp-I-300}$	0,49	0,21		$\frac{5Bp-I-200}{6A-III-200}$	0,98	1,42	
$\frac{3Bp-I-200}{3Bp-I-300}$	0,35	0,21		$\frac{4Bp-I-300}{5Bp-I-200}$	0,38	0,98	

С арматурой в 2-х направлениях						
$\frac{3Bp-I-100}{3Bp-I-100}$	0,71	0,71		$\frac{3Bp-I-300}{4Bp-I-100}$	0,21	1,26
$\frac{4Bp-I-100}{4Bp-I-100}$	1,26	1,26		$\frac{3Bp-I-300}{4Bp-I-150}$	0,21	0,8
$\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-100}$	1,96	1,96		$\frac{3Bp-I-300}{4Bp-I-200}$	0,21	0,63

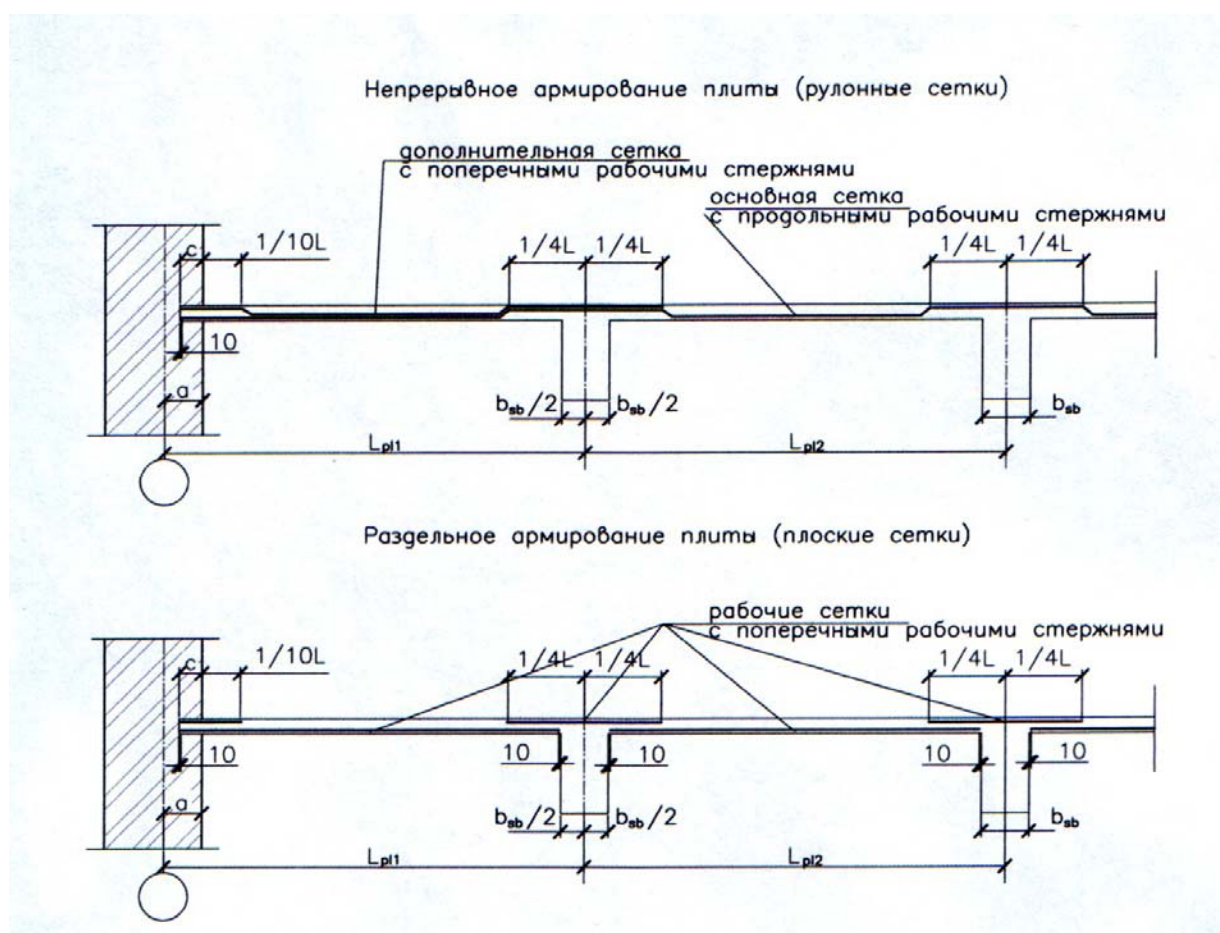


Рис.5.Схемы армирования монолитных плит

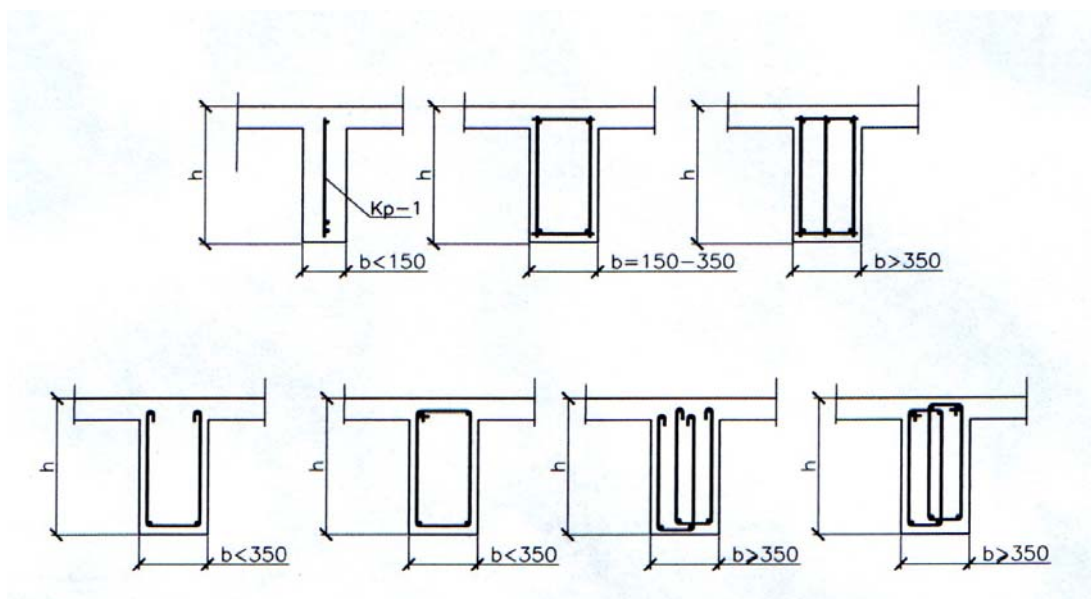


Рис.6. Схемы армирования балок сварной и вязаной арматурой

7.3. Конструирование продольной арматуры балочных элементов

К балочным конструкциям в курсовой работе относятся главные и второстепенные балки. Существуют определенные конструктивные требования по назначению диаметров поперечной и продольной арматуры, числа стержней, шага поперечной арматуры, анкеровки арматуры.

Для балочных конструкций диаметр продольной рабочей арматуры рекомендуется назначать не менее 10мм.

Арматура балочных элементов конструируется симметрично относительно вертикальной оси сечения (как правило, принимается четное количество стержней).

Число и диаметр рабочих стержней в балочном элементе связаны с возможностью размещения определенного количества арматурных изделий в сечении элемента и количества рабочих стержней в каждом элементе (рис.6,7).

При армировании балки сварными каркасами (второстепенная балка) и:

1. ширине ≤ 150 мм допускается постановка одного каркаса и соответственно число рабочих стержней в каркасе один или два;

2. ширине $150 < b \leq 350$ мм обязательна постановка двух каркасов и соответственно число рабочих стержней два или четыре. Число рабочих стержней пропускаемых от опоры до опоры – два;
3. ширине > 350 мм обязательна постановка 3-х каркасов и соответственно от трех до шести число рабочих стержней.

При армировании балки вязанной арматурой и ширине балки < 350 мм минимальное число продольной рабочей арматуры два стержня. Максимальное число стержней определяется возможностью расстановки арматуры по ширине сечения балки с учетом п.5.12 [1].

В сплошных плитах, а также балках и ребрах высотой 150 мм и менее при обеспечении требований расчета согласно п.3.32 [1] допускается поперечную арматуру не ставить.

В балках и ребрах высотой более 150 мм должна устанавливаться поперечная вертикальная арматура. Диаметр и шаг поперечной арматуры определяется расчетом на поперечную силу по наклонному сечению, конструирование арматуры производится с учетом конструктивных требований п.п.5.25, 5.27 [1], а также:

1. Диаметр хомутов в вязанных каркасах (главная балка) изгибаемых элементов должен быть не менее 6 мм при высоте сечения 800 мм и менее; и 8 мм при высоте сечения более 800 мм;
2. Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах (второстепенная балка) и сетках устанавливается из условия сварки;
3. Число срезов хомутов (число вертикальных стержней в поперечном сечении) в вязанных каркасах два или четыре при ширине сечения балки < 350 мм определяется расчетом, при ширине сечения ≥ 350 мм обязательна постановка 4-х срезов хомутов. В местах перегиба хомутов обязательно должна стоять продольная рабочая или монтажная арматура.

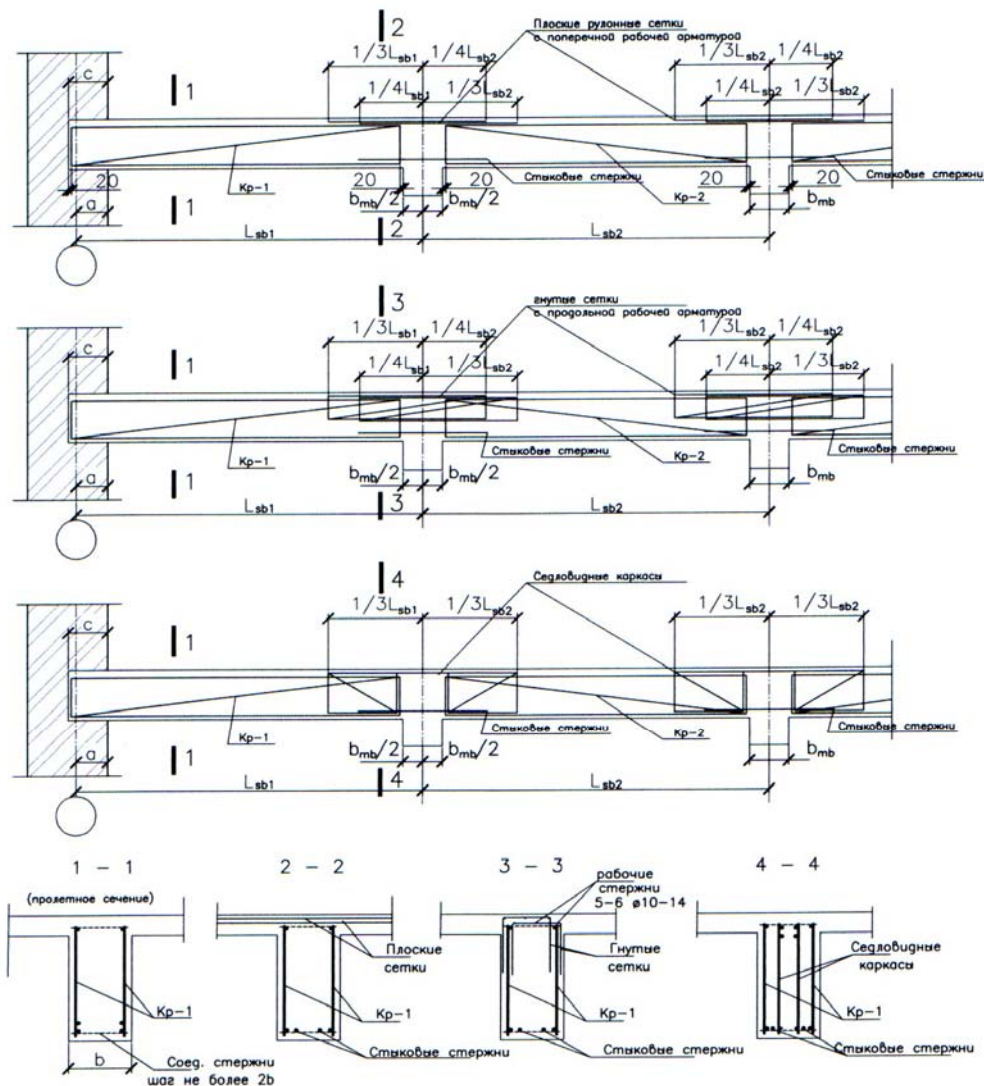


Рис.7. Схемы армирования второстепенных балок

8. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

В соответствии с положениями главы 2 производится компоновка перекрытия в целом и элементов перекрытия (назначение геометрических размеров).

Материалы для перекрытия:

Бетон – тяжелый класса В15. Согласно табл. 13[1]

$R_b=8.5\text{МПа}$, $R_{bt}=0.75\text{МПа}$; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$ (табл.15[1]).

Арматура:

-для армирования плит – проволока класса Вр-I $\varnothing 3\text{мм}$ с $R_s=375\text{МПа}$, $\varnothing 4\text{мм}$ с $R_s=365\text{МПа}$, $\varnothing 5\text{мм}$ с $R_s=360\text{МПа}$, арматура класса А-III $\varnothing 6-8\text{мм}$ с $R_s=355\text{МПа}$ согласно табл.23 [1];

-для армирования второстепенных балок– продольная арматура класса А-III с $R_s=365\text{МПа}$; поперечная для второстепенных балок класса А-III с $R_{sw}=285\text{МПа}$ и А-I с $R_{sw}=175\text{МПа}$, согласно табл.22 [1].

По степени ответственности здание относится к классу II (коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=0,95$).

Расчет перекрытия состоит из последовательных расчетов его составных элементов. При расчете элементов можно ограничиться расчетом по несущей способности, так как при назначенных предварительно размерах поперечных сечений жесткость элементов, как правило, достаточна.

8.1. Расчет и конструирование монолитной плиты перекрытия

В качестве примера рассматривается перекрытие, конструктивная схема для которого представлена на рис.2.

8.1.1. Расчетные пролеты и нагрузки

Для крайних пролетов расчетным пролетом является расстояние от грани крайней балки до оси опоры плиты на стене:

-в коротком направлении:

$$l_{01}=l_{pl1}-a+c/2-b_{sb}/2=2200-200+120/2-250/2=1935\text{мм}$$

-в длинном направлении:

$$l_{03}=l_{sb1}-a+c/2-b_{mb}/2=6400-200+120/2-350/2=6085\text{мм}$$

Для средних пролетов расчетным является расстояние в свету между балками.

-в коротком направлении:

$$l_{02}=l_{pl2}-b_{sb}=2200-250=1950\text{мм}$$

-в длинном направлении:

$$l_{04}=l_{sb2}-b_{mb}=6400-350=6050\text{мм.}$$

Так как $l_{03}/l_{01}=6085/1935=3,14 > 2$ и $l_{04}/l_{02}=6050/1950=3,1 > 2$,

Плиту рассчитываем как балочную в направлении коротких пролетов. Расчетная схема балочной плиты приведена на рис.8. Для расчета выделяется ширина полосой 1м, см. рис.2. Подсчет нагрузок приведен в табл.4. Конструкция пола принята в соответствии с рис.1, номер 8.

Таблица 4

№ п/п	Материал слоя, толщина, объемная масса	Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1	2	3	4	5
1	Мозаичные плиты на ц.п. растворе $\delta=30\text{мм}$, $\rho=2200\text{кг/м}^3$	0,66	1,2	0,792
2	Ц.п. выравнив. стяжка $\delta=25\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$	0,45	1,3	0,585
3	Плитный фибролит $\delta=50\text{мм}$, $\rho=700\text{кг/м}^3$	0,35	1,2	0,42
4	Плита ж/б $\delta=80\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	2,0	1,1	2,2
5	Перегородки	0,5	1,2	0,6
	Итого постоянная (g)			4,547
6	Временная нагрузка (v) (принимается из задания на проектирование)	15	1,2	18
	Итого полная нагрузка (g+v)			22,55

Полная расчетная нагрузка с учетом коэффициента надежности по назначению здания и ширины грузовой площади составит:
 $(g+v)=22,55*0.95*l_m=21,42\text{кН/м}$.

8.1.2. Определение усилий в плите от внешней нагрузки

Расчетные усилия в плите определяются с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций (расчет по упругопластической стадии с фиксированным перераспределением усилий).

Расчетные изгибающие моменты в сечениях плиты вычисляют по формулам:

-в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_l=-M_b=(g+v)*l_{0l}^2/11=21,42*1,935^2/11=7,29\text{кН*м}$$

В случае применения раздельного армирования отрицательный момент на первой промежуточной опоре составит:

$$M_b=-(g+v)*l_{0l}^2/14.$$

В средних пролетах и на средних опорах

$$M_2=-M_c=(g+v)*l_{02}^2/16=21,42*1,950^2/16=5,09\text{кН*м}$$

Так как для рассматриваемого перекрытия $h_p/l_{02}=0.08/1.95=1/24>1/39$, то в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками в сечениях средних пролетов и над средними опорами за счет стесненного изгиба и благоприятного влияния распоров моменты можно уменьшить на 20%.

Поперечные силы при расчете плит не определяют, поскольку при рекомендуемых толщинах плиты соблюдается условие (84) [1].

8.1.3. Расчет прочности плиты по нормальным сечениям

Находим требуемую рабочую высоту плиты из условия ограничения ширины раскрытия трещин в пластическом шарнире на первой промежуточной опоре ($\xi \leq 0,35$):

$$h_0^{mp} = \sqrt{\frac{M_b}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{7.29}{8500 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 0.289}} = 0.057 \text{ м} = 5.7 \text{ см},$$

рабочая высота сечения при принятой толщине плиты в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре составит $h_0 = h_{pl} - a_l = 8 - 2 = 6 \text{ см} > h_0^{mp} = 5.7$, условие выполняется, принятой толщины плиты достаточно, для дальнейших расчетов принимаем $h_0 = 6 \text{ см}$. В случае, если данное условие не выполняется, следует увеличить толщину плиты, скорректировать нагрузку и усилия.

Требуемая площадь арматуры в средних пролетах и средних промежуточных опорах при $h_0 = h_{pl} - 1.5 = 8 - 1.5 = 6.5 \text{ см}$:

$$\alpha_m = M_2 / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 509000 / (850 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 6.5^2) = 0.157 \Rightarrow$$

по табл. 3.1. стр. 140 [3], $\xi = 0.17$; $\zeta = 0.915$

$$A_s = M_2 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 509000 / (36000 \cdot 6.5 \cdot 0.915) = 2.37 \text{ см}^2.$$

Для средних плит, окаймленных балками со всех 4-х сторон, требуемая площадь арматуры составит $A_s = 0.8 \cdot 2.37 = 1.9 \text{ см}^2$. Принимаем рулонную сетку с продольными рабочими стержнями С1 $\frac{5BpI - 100}{4BpI - 300}$ с $A_s = 1.96 \text{ см}^2$. (непрерывный тип армирования плиты).

Требуемая площадь арматуры в крайних пролетах и первых промежуточных опорах при $h_0 = h_{pl} - 2 = 8 - 2 = 6 \text{ см}$:

$$\alpha_m = M_1 / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 729000 / (850 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 6^2) = 0.265 \Rightarrow$$

по табл 3.1. стр. 140 [3], $\xi = 0.315$; $\zeta = 0.842$

$$A_s = M_2 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 729000 / (36000 \cdot 6 \cdot 0.842) = 4.00 \text{ см}^2.$$

Определим площадь арматуры дополнительной сетки для первого пролета и первой промежуточной опоры с поперечной рабочей арматурой:

$$A_s = 4,00 - 1,96 = 2,04 \text{ см}^2$$

Принимаем рулонную сетку с поперечными рабочими стержнями С2

$$\frac{5BpI - 200}{8AIII - 150} \text{ с } A_s = 1,98 \text{ см}^2. \text{ Недоармирование составляет}$$

$$((4 - (1,96 + 1,98)) / 4) * 100 = 1,5\%$$

Для перекрытия у торцевых стен с плитами, не окаймленными балками по 4-м сторонам, применяем раздельное армирование плоскими сетками с поперечными рабочими стержнями из арматуры класса А-III, корректируем R_s , тогда (в курсовой работе следует применять армирование только одного типа):

$$A_s = M_2 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 509000 / (35500 \cdot 6.5 \cdot 0.915) = 2.41 \text{ см}^2.$$

Для среднего пролета и средних опор принимаем рулонные сетки с поперечными рабочими стержнями С3, С4 $\frac{4BpI - 200}{8AIII - 200}$ с $A_s = 2,51 \text{ см}^2$. (раздельный тип армирования).

Требуемая площадь арматуры в крайнем пролете $h_0 = h_{pl} - 1.5 = 8 - 1.5 = 6.5 \text{ см}$:

$$\alpha_m = M_1 / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 729000 / (850 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 6.5^2) = 0,225 \Rightarrow$$

по табл. 3.1. стр. 140 [3], $\xi = 0,26$; $\zeta = 0,87$

$$A_s = M_1 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 729000 / (35500 \cdot 6.5 \cdot 0,87) = 3,45 \text{ см}^2.$$

Принимаем рулонную сетку с поперечными рабочими стержнями С5

$$\frac{4BpI - 200}{8AIII - 150} \text{ с } A_s = 3,52 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь арматуры на первой промежуточной опоре при $h_0 = h_{pl} - 1.5 = 8 - 1.5 = 6.5 \text{ см}$ и:

$$M_B = -(g + v) \cdot l_{01}^2 / 14 = 21,42 \cdot 1,935^2 / 14 = 5,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = M_B / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 572000 / (850 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 6,5^2) = 0,176 \Rightarrow$$

по табл. 3.1. стр. 140 [3], $\xi = 0,195$; $\zeta = 0,902$

$$A_{s1} = M_B / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 572000 / (35500 \cdot 6,5 \cdot 0,902) = 2,75 \text{ см}^2.$$

Принимаем рулонную сетку с поперечными рабочими стержнями С6

$$\frac{4BpI - 200}{8AIII - 150} \text{ с } A_s = 3,52 \text{ см}^2.$$

Для курсовой работы студентам следует применить армирование одного типа для всего перекрытия здания, выше приведен пример для иллюстрации обоих видов армирования.

8.2. Расчет и конструирование второстепенной балки

8.2.1. Расчетные пролеты и нагрузки

Для расчета и конструирования второстепенной балки рассматривается элемент из **другого перекрытия (включая геометрические размеры и нагрузки)**. Расчетные нагрузки на плиту составляют: постоянная $4,2 \text{ кН/м}^2$, временная 22 кН/м^2 . Пролет плиты – 2 м, пролет второстепенной балки 6,2 м, сечение балки 45х25 см, толщина плиты 7 см. Расчетные пролеты определяются следующим образом (см. рис. 10):

- для крайних пролетов:

$$l_{01} = l_{sb1} - a + c / 2 - b_{mb} / 2 = 6200 - 200 + 125 - 175 = 5950 \text{ мм} = 5,95 \text{ м}$$

- для средних пролетов:

$$l_{02} = l_{sb2} - b_{mb} = 6200 - 350 = 5850 \text{ мм} = 5,85 \text{ м}.$$

Нагрузки на второстепенную балку собирают с грузовой полосы, ширина которой равна шагу второстепенных балок или пролету плиты $l_{pl} = 2 \text{ м}$. Нагрузки, распределенные по площади приведены выше.

Рис.8. К расчету и конструированию монолитной плиты

Фрагмент плана раскладки сеток плиты

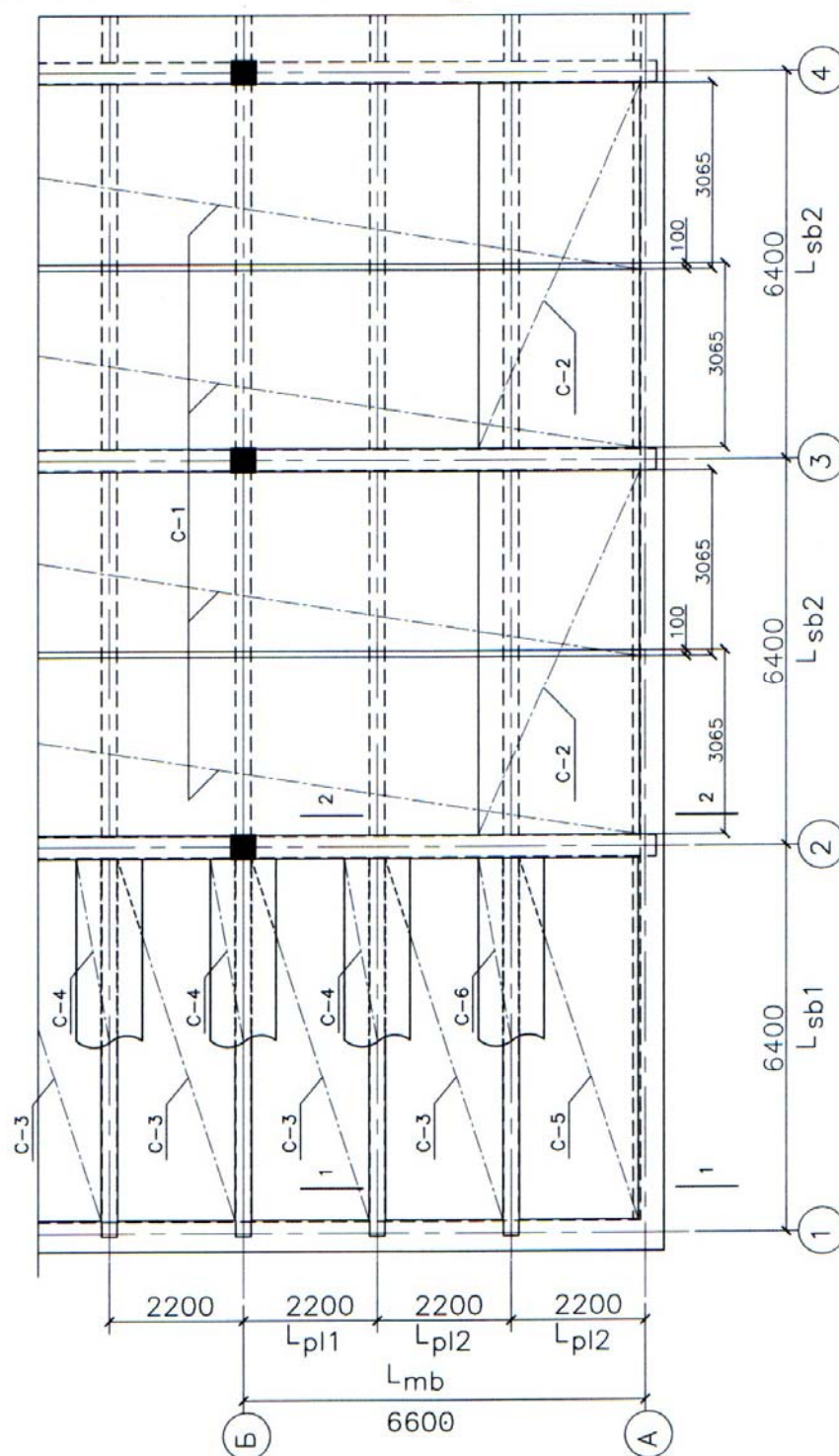


Рис.9. Конструирование арматуры плиты

Расчетные нагрузки на 1 пог. метр длины второстепенной балки с учетом коэффициента надежности по назначению здания и собственного веса ребра второстепенной балки составят:

-постоянная:

$$g=4.2 \cdot l_{pl} \cdot \gamma_n + b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_{pl}) \cdot \rho \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 4.2 \cdot 0.95 \cdot 2 + 0.25 \cdot (0.45 - 0.07) \cdot 25 \cdot 0.95 \cdot 1.1 = 9.96 \text{ кН/м},$$

-временная:

$$v = 22 \cdot l_{pl} \cdot \gamma_n = 22 \cdot 2 \cdot 0.95 = 41.8 \text{ кН/м}$$

Полная нагрузка на второстепенную балку составит:

$$(g+v) = 9.96 + 41.8 = 51.76 \text{ кН/м}.$$

Второстепенная балка рассчитывается как многопролетная неразрезная таврового сечения. Расчетная схема представлена на рис 10.

8.2.2. Определение усилий от внешней нагрузки во второстепенной балке

Расчетные усилия в балке определяются с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций железобетона. Расчетные изгибающие моменты в сечениях балки вычисляются по формулам:

-в крайнем пролете

$$M_I = (g+v) \cdot l_{01}^2 / 11 = 51760 \cdot 5.95^2 / 11 = 166584 \text{ Н*м}$$

-на первой промежуточной опоре

$$M_B = -(g+v) \cdot (l_{01} + l_{02})^2 / (4 \cdot 14) = 51760 \cdot (5.95 + 5.85)^2 / (4 \cdot 14) = -128697 \text{ Н*м}$$

-в средних пролетах и на средних опорах

$$M_2 = -M_C = (g+v) \cdot l_{02}^2 / 16 = 51760 \cdot 5.85^2 / 16 = 110710 \text{ Н*м}$$

Отрицательные моменты в средних пролетах для построения огибающей эпюры получают путем загрузки поочередно четных и нечет-

ных пролетов неполной временной нагрузкой. Определяют величины отрицательных моментов по следующим формулам:

-в первом пролете

$$M'_1 = -0.425 * M_B + (g + 0.25v) * l_{01}^2 / 8 =$$

$$-0.425 * 166584 + 20410 * 5.95^2 / 8 = 19552 \text{ Н/м}$$

-во втором пролете

$$M'_2 = -(M_B + M_C) / 2 + (g + 0.25v) * l_{02}^2 / 8 =$$

$$-(128697 + 110710) / 2 + 20410 * 5.85^2 / 8 = -32393 \text{ Н/м}$$

- в третьем пролете

$$M'_3 = -M_C + (g + 0.25v) * l_{02}^2 / 8 = 110710 + 20410 * 5.85^2 / 8 = -23400 \text{ Н/м}$$

Расчетные поперечные силы определяются из следующих соотношений:

-на крайней опоре (опора А)

$$Q_A = 0.4 * (g + v) * l_{01} = 0.4 * 51760 * 5.95 = 123188 \text{ Н}$$

-на первой промежуточной опоре (опора В) слева

$$Q_B = 0.6 * (g + v) * l_{01} = 0.6 * 51760 * 5.95 = 184738 \text{ Н}$$

-на первой промежуточной опоре справа и остальных средних опорах

$$Q = 0.5 * (g + v) * l_{02} = 0.5 * 51760 * 5.85 = 151398 \text{ Н}$$

8.2.3. Расчет прочности второстепенной балки по нормальным сечениям

Размеры поперечного сечения балки (принятые на стадии компоновки):

$$h = 45 \text{ см}, b = 25 \text{ см}, h'_f = 7 \text{ см},$$

для участков балки, где действуют положительные изгибающие моменты, за расчетное принимают тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Вводимую в расчет ширину сжатой полки b'_f принимают согласно п.3.16. [1] из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более $\frac{1}{2}$ пролета плиты.

$$b'_f = l_{sb}/3 + b_{sb} = 6,2/3 + 0,2 = 2,26 \text{ м} \leq l_{pl} = 2,0 \text{ м},$$

так как условие не выполняется для расчетов принимаем $b'_f = 2,0 \text{ м}$.

Уточняем высоту сечения второстепенной балки по опорному изгибающему моменту $M_B = -128697 \text{ Н*м}$ при $\xi = 0,35$ для обеспечения целесообразного распределения внутренних усилий за счет пластических деформаций бетона и арматуры и ограничения ширины раскрытия трещин в зоне пластических деформаций.

Требуемую высоту сечения балки определяем как для прямоугольного сечения с шириной $b = 25 \text{ см}$, так как для опорного сечения полка будет находиться в растянутой зоне:

$$h_0^{mp} = \sqrt{\frac{M_b}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{128,697}{8500 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,289}} = 0,48 \text{ м} = 48 \text{ см},$$

Окончательно высоту второстепенной балки принимаем:

$$h_{sb} = h_0^{mp} + a = 48 + 2,5 = 50,5 \approx 50 \text{ см}.$$

Определяем требуемую площадь сечения продольной арматуры:

-сечение в первом пролете при $h_o = h_{sb} - a = 50 - 4,5 = 45,5 \text{ см}$. и положительном изгибающем моменте $M_I = 166584 \text{ Н*м}$. Положение границы сжатой зоны бетона определим из условия:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$166,584 \leq 0,9 \cdot 8500 \cdot 2 \cdot 0,07 \cdot (0,455 - 0,035) = 449,82 \text{ кН*м},$$

условие выполняется, следовательно, граница сжатой зоны бетона проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b'_f=200\text{см}$.

$$\alpha_m = M_1 / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2) = 16658400 / (850 \cdot 0.9 \cdot 200 \cdot 45.5^2) = 0,053 \Rightarrow$$

по табл. 3.1.стр.140 [3], $\xi=0,06$, $\zeta=0,97$

$$A_s = M_1 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 16658400 / (36500 \cdot 45.5 \cdot 0.97) = 10.34 \text{см}^2.$$

Принимаем 4 Ø18 А-III с $A_s=10,18\text{см}^2$, недоармирование – 1,5%.

-сечение в среднем пролете при $h_o=h_{sb}-a=50-4.5=45.5\text{см}$. и положительном изгибающем моменте $M_2=110710 \text{ Н}^*\text{м}$. $M_2=110710 \text{ Н}^*\text{м} < M_1=166584 \text{ Н}^*\text{м}$, следовательно граница сжатой зоны бетона проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b'_f=200\text{см}$.

$$\alpha_m = M_2 / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2) = 11071000 / (850 \cdot 0.9 \cdot 200 \cdot 45.5^2) = 0,035 \Rightarrow$$

по табл. 3.1.стр.140 [3], $\xi=0,035$, $\zeta=0,982$

$$A_s = M_2 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 11071000 / (36500 \cdot 45.5 \cdot 0.982) = 6,79 \text{см}^2.$$

Принимаем 2 Ø18 А-III и 2 Ø12 А-III с $A_s=7,35\text{см}^2$, запас – 8%.

На отрицательные пролетные и опорные моменты балки работает с полкой в растянутой зоне, поэтому рассчитываем их как прямоугольные с шириной $b=25\text{см}$.

-сечение на первой промежуточной опоре (опора В) при $h_o=h_{sb}-a=50-2.5=47.5\text{см}$. и отрицательном изгибающем моменте $M_B=-128697 \text{ Н}^*\text{м}$.

$$\alpha_m = M_B / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 12869700 / (850 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 47.5^2) = 0,298 \Rightarrow$$

по табл. 3.1.стр.140 [3], $\xi=0,36$, $\zeta=0,82$

$$A_s = M_B / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 12869700 / (36500 \cdot 47.5 \cdot 0.82) = 9,05 \text{см}^2.$$

Принимаем 6 Ø14 А-III с $A_s=9,23\text{см}^2$

-сечение на средних промежуточных опорах (опора С) при $h_o=h_{sb}-a=50-2,5=47,5\text{см}$. и отрицательном изгибающем моменте $M_B=-110710\text{ Н*м}$.

$$\alpha_m = M_C / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 11071000 / (850 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 47,5^2) = 0,256 \Rightarrow$$

по табл. 3.1.стр.140 [3], $\xi=0,30$, $\zeta=0,85$

$$A_s = M_C / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 11071000 / (36500 \cdot 47,5 \cdot 0,85) = 7,51\text{см}^2.$$

Принимаем 3 Ø14 А-III и 3 Ø12 А-III с $A_s=8,01\text{см}^2$

-сечение средних пролетах при $h_o=h_{sb}-a=50-4=46,0\text{см}$. и отрицательном изгибающем моменте $M'_2=-32393\text{ Н*м}$.

$$\alpha_m = M'_2 / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) = 3239300 / (850 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 46^2) = 0,08 \Rightarrow$$

по табл. 3.1.стр.140 [3], $\xi=0,085$, $\zeta=0,957$

$$A_s = M'_2 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta) = 3239300 / (36500 \cdot 46 \cdot 0,957) = 2,01\text{см}^2.$$

Принимаем 2 Ø12 А-III с $A_s=2,26\text{см}^2$

8.2.4. Расчет прочности второстепенной балки по сечениям, наклонным к продольной оси

Проверяем необходимость постановки расчетной поперечной арматуры из условия (в качестве расчетного рассматривается сечение у опоры В слева с максимальным значением поперечной силы):

$$Q_{ul} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 < Q_{B(max)}$$

$$\begin{aligned} Q_{ul} &= \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 750000 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,455 = \\ &= 46069\text{ Н} < Q_{max} = 184738\text{ Н} \end{aligned}$$

где $\varphi_{b3}=0,6$ – коэффициент для тяжелого бетона [1],

$\varphi_f = 0,75 \cdot ((b'_f - b) \cdot h'_f / (b \cdot h_0)) = 0,75 \cdot ((25 + 3 \cdot 7 - 25) \cdot 7 / (25 \cdot 45,5)) = 0,096$, но не более 0,5, коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых элементах, при этом b'_f принимается не более $b + 3 \cdot h'_f$. Однако, учитывая,

что свесы тавра в рассматриваемом сечении находятся в растянутой зоне данный коэффициент не учитывается.

Таким образом, расчет поперечных стержней необходим.

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней

$$q_{sw} = Q^2_{max} / (4 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) =$$

$$184738^2 / (4 \cdot 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 750000 \cdot 0.9 \cdot 0.25 \cdot 0.455^2) = 122111 \text{ Н/м.}$$

при назначении интенсивности поперечных стержней должно выполняться условие:

$$q_{sw} \geq q_{sw,min} = (\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b) / 2 =$$

$$= (0.6 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 750000 \cdot 0.9 \cdot 0.25) / 2 = 50625 \text{ Н/м,}$$

условие выполняется, для дальнейших расчетов принимаем $q_{sw} = 122111 \text{ Н/м.}$

Определяем проекцию наиболее невыгодной наклонной трещины

$$c_o = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 750000 \cdot 0.25 \cdot 0.455^2}{122111}} =$$

$$= 0,76 \text{ м, при этом } c_o \text{ должно быть не менее } h_0 \text{ и не более } 2h_0$$

Назначаем диаметр поперечных стержней из условия свариваемости с продольными рабочими стержнями:

$d_w = d_{min} = 0.25 \cdot d = 0.25 \cdot 18 = 4.5 \text{ мм}$, принимаем в качестве рабочих поперечных стержней $\varnothing 5$ класса Вр-1 с $A_{sw} = 0.196 \text{ см}^2$. Определим шаг поперечных стержней для обеспечения требуемой интенсивности:

$$s = (R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n) / q_{sw} = (26000 \cdot 0.196 \cdot 2) / 1221,11 = 8,34 \text{ см.}$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней:

$$s_{max} = (0.75 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2) / Q =$$

$$= (0.75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 750000 \cdot 0.25 \cdot 0.455^2) / 184738 = 0.283 \text{ м} = 28 \text{ см}$$

При назначении шага стержней следует выполнять требования п.5.27 [1] в соответствии с которыми, шаг поперечных стержней в приопорной зоне (1/4 пролета) не должен превышать при высоте более 450 мм величина

ны $h/3=500/3=166.6\text{мм}$ и не более 500мм , на остальной части элемента шаг не должен превышать величины $3/4h=375\text{мм}$. Окончательно шаг назначается минимальным из 3-х определенных значений с округлением в меньшую сторону до величины, кратной 50мм .

Для более целесообразного армирования следует увеличить диаметр поперечных стержней, принимаем $\varnothing 6$ класса А-III с $A_{sw}=0.283\text{см}^2$. (при выполнении курсовой работы класс стержневой арматуры следует принять А-I). Шаг поперечных стержней составит:

$$s=(R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n)/q_{sw}=(29000 \cdot 0.283 \cdot 2)/1221,11=13,44\text{см}.$$

Окончательно принимаем шаг поперечных стержней 10см .

Производим проверку прочности наклонного сечения на подобранную поперечную арматуру:

-интенсивность поперечных стержней с учетом назначенного шага составит:

$$q_{sw}=(R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n)/s=(29000 \cdot 0.283 \cdot 2)/10=1641 \text{ Н/см}.$$

-проекция наиболее невыгодной наклонной трещины составит

$$c_o=\sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}}=\sqrt{\frac{2 \cdot (1) \cdot 0.9 \cdot 750000 \cdot 0.25 \cdot 0.455^2}{164100}}=$$

$$=0,65\text{м} \quad 2h_0=91\text{см}, \text{ также при расчетах принимаем } c=c_0$$

-усилие воспринимаемое поперечными стержнями

$$Q_{sw}=q_{sw} \cdot c_0=1641 \cdot 65=106665\text{Н}$$

-усилие, воспринимаемое бетоном при $c=c_0$

$$Q_b=(\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2)/c=$$

$$=(2 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 750000 \cdot 0.25 \cdot 0.455^2)/0.65=107493\text{Н}$$

Условие прочности:

$$Q_{max}-(g+0.5v) \cdot c \leq Q_b + Q_{sw}$$

$$184738-(9960+0.5 \cdot 41800) \cdot 0.65 \leq 107493 + 106665$$

$$164679 \leq 214159,$$

т.о. условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Проверяем условие обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами при действии поперечной силы.

$$Q_{max} \leq 0,3 * \varphi_{Wl} * \varphi_{bl} * \gamma_{b2} * R_b * b * h_0$$

Коэффициент, учитывающий влияние хомутов определяется по формуле:

$$\varphi_{Wl} = 1 + 5 * \alpha * \mu_w \leq 1,3, \quad \varphi_{Wl} = 1 + 5 * 8,51 * 0,0015 = 1,064; \text{ где}$$

$$\alpha = E_s / E_b = 2000000 / 235000 = 8,51;$$

μ_w — коэффициент поперечного армирования,

$$\mu_w = A_{sw} / b * s = 0,283 * 2 / (25 * 15) = 0,0015$$

Коэффициент φ_{bl} определяется как для тяжелого бетона при $\beta = 0,01$:

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta * \gamma_{b2} * R_b = 1 - 0,01 * 0,9 * 8,5 = 0,923$$

$$184738 \leq 0,3 * 1,064 * 0,923 * 0,9 * 867 * 25 * 45,5 = 261503 \text{ Н},$$

условие выполняется, следовательно, размеры поперечного сечения достаточны.

При выполнении курсовой работы необходимо произвести аналогичный расчет для других сечений второстепенной балки с целью изменения (уменьшения) интенсивности и диаметра поперечных стержней.

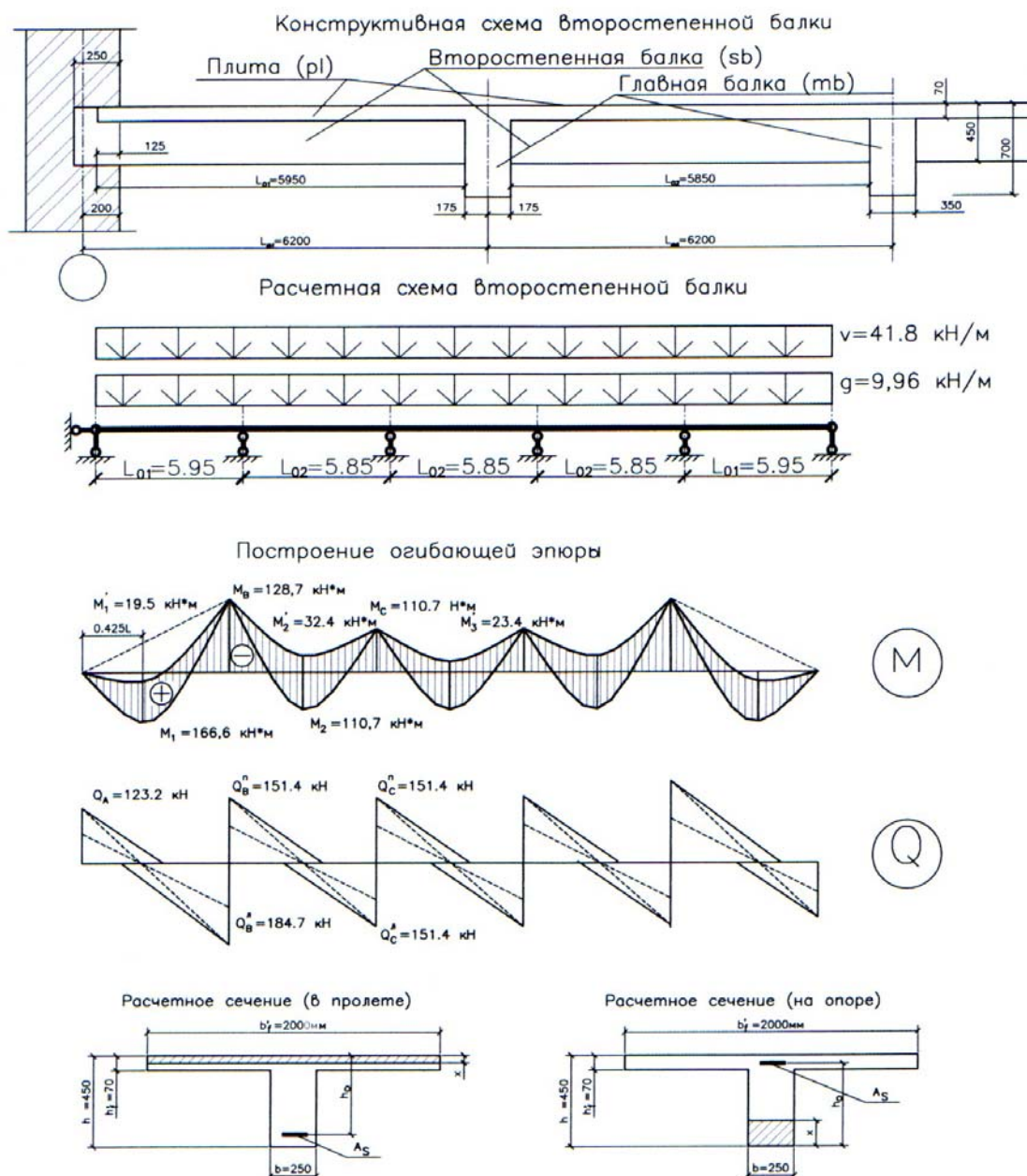


Рис.10. К расчету второстепенной балки

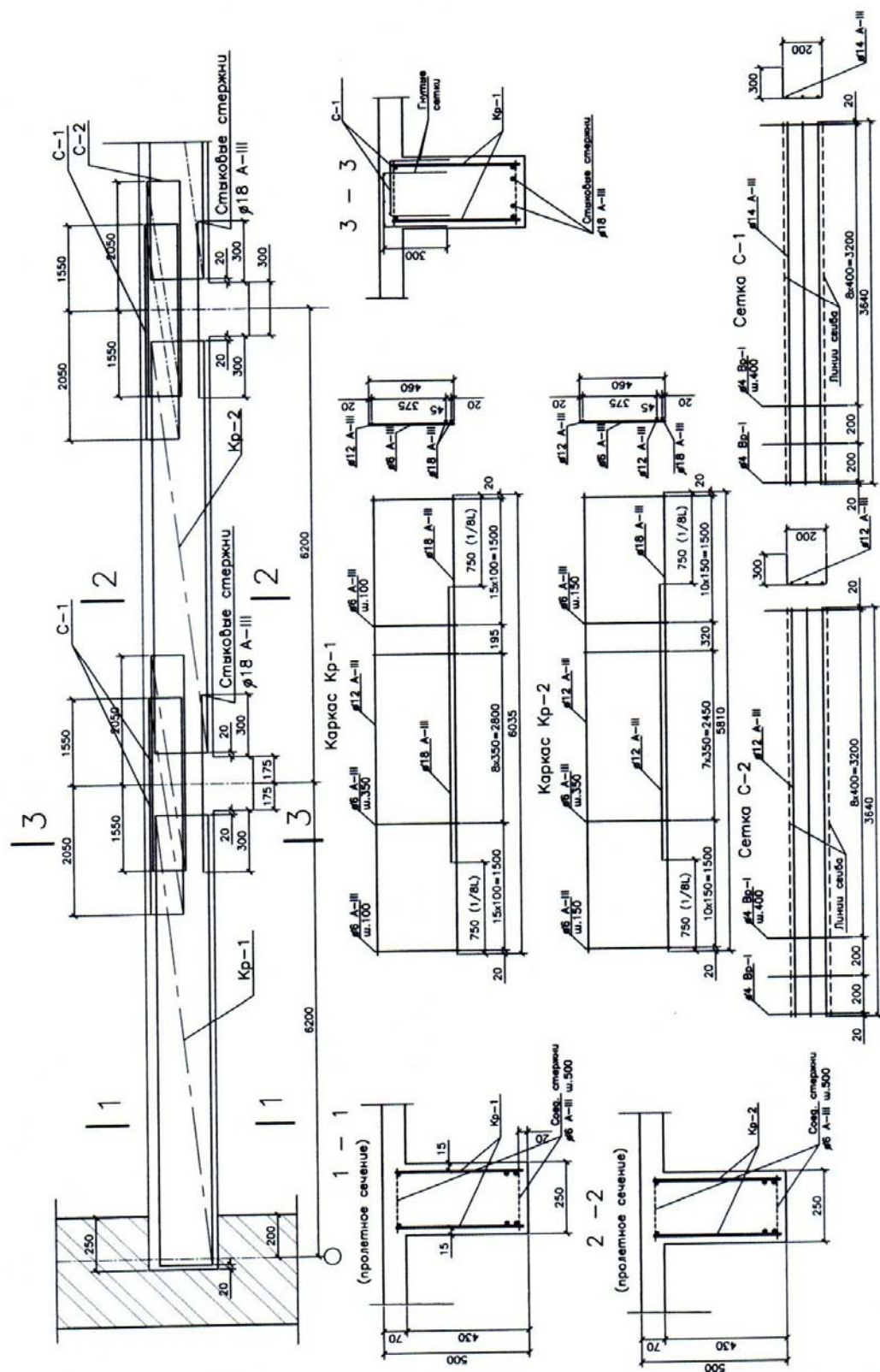


Рис.11. Схема армирования второстепенной балки

8.3. Расчет и конструирование колонны

Для колонн применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, для сильно нагруженных не ниже В25.

Колонны армируют продольными стержнями диаметром 12-40мм, преимущественно из горячекатаной арматуры класса А-III и поперечными стержнями из горячекатаной арматуры классов А-III, А-II, А-I. Насыщение поперечного сечения арматурой оценивается коэффициентом $\mu = A_s / (b * h_0)$ или процентом армирования $\mu * 100$, где A_s – суммарная площадь сечения всех продольных стержней. В практике сжатых элементов обычно принимают армирование не более 3%, при специальном обосновании для отдельных конструкций армирование может быть увеличено до 5%. Если общее количество арматуры более 3% то поперечные стержни следует устанавливать на расстоянии не более $10d$ и не более 300мм.

При расчете по прочности бетонных и железобетонных элементов на действие сжимающей силы должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет e_a , обусловленный неучтенными в расчете факторами. Эксцентриситет e_a принимается не менее $1/600$ длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения, $1/30$ высоты сечения и $1см$ для сборных конструкций.

8.3.1. Исходные данные

Нагрузка на $1м^2$ принимается такой же как и в предыдущих расчетах (по типу таблицы 4), нагрузка на $1м^2$ покрытия приводится в таблице 5. Следует к нагрузкам от перекрытия, собранными на плиту, добавить собственный вес второстепенной и главной балки.

Пример расчета колонны приведен *от другого здания*.

Таблица 5

№ п/п	Материал слоя, толщина, объемная масса	Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1	2	3	4	5
1	Гидроизоляционный ковер 4слоя	0,19	1,3	0,247
2	Ц.п. выравнив. армированная- стяжка $\delta=40\text{мм}$, $\rho=2200\text{кг/м}^3$	0,88	1,3	1,144
3	Пеностекло $\delta=120\text{мм}$, $\rho=300\text{кг/м}^3$	0,36	1,3	0,468
4	Керамзит по уклону $\delta=100\text{мм}$, $\rho=1200\text{кг/м}^3$	1,2	1,3	1,56
5	Пароизоляция 1слой	0,05	1,3	0,065
6	Нагрузка от плиты железобе- тонного монолитного ребристого перекрытия	3,4	1,1	3,74
	Итого постоянная (g)	6,08		7,224
6	Временная нагрузка (снеговая) s В т.ч. длительная	1,0 0,3		1,40 4,3
	Итого полная нагрузка (g+s)	7,78		9,394

Материалы для колонны:

-бетон – тяжелый класса В20. Согласно табл. 13[1] $R_b=11,5\text{МПа}$, коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$ (табл.15[1]).

-арматура продольная класса А-III с $R_s=365\text{МПа}$; согласно табл.22 [1].

Принимаем размер сечения колонны 40х40см.

Определение усилий в колонне

Расчет выполняется для средней колонны, грузовая площадь средней колонны $A=6*6=36\text{м}^2$.

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n=0,95$:

$$0,95*4,299*36=147,0258 \text{ кН}$$

Нагрузка от перекрытия не включает вес второстепенной и главной балок, который с одного перекрытия составляет $19,6 \text{ кН}$.

Нагрузка от собственного веса колонны одного типового этажа:

$$0,4*0,4*2,8*25*0,95*1,1=11,7 \text{ кН}.$$

Нагрузка от собственного веса колонны подвального этажа $11,7 \text{ кН}$

Постоянная нагрузка на колонну с одного этажа:

$$147+19,6+11,7=178,3 \text{ кН}.$$

Постоянная нагрузка от покрытия, приходящаяся на колонну:

$$0,95*7,224*36=247 \text{ кН}$$

Нагрузка от веса второстепенной и главной балок $19,6 \text{ кН}$.

Общая постоянная нагрузка на колонну от покрытия

$$247+19,6=266,6 \text{ кН}.$$

Временная нагрузка на колонну с одного этажа

$$0,95*19,5*36=66,69 \text{ кН}$$

Временная нагрузка на колонну с покрытия

$$0,95*1,4*36=47,9 \text{ кН}$$

Коэффициент снижения временных нагрузок в многоэтажных зданиях:

$$\psi_{n1}=0,4+(\psi_{A1}-0,4)/\sqrt{n}$$

где n - число перекрытий, от которых учитывается нагрузка (в нашем случае 8 этажей и подвал)

$$\psi_{n1}=0,4+(0,7-0,4)/\sqrt{8}=0,506$$

Нормальная сила в средней колонне на уровне подвала

$$N=178,3*8+266,6+66,69*8*0,06+11,7=2022,6 \text{ кН},$$

где $11,7 \text{ кН}$ собственный вес колонны подвала.

8.3.2. Расчет прочности колонны

Расчет прочности сжатых элементов из тяжелого бетона классов В15-В40 на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом при $L_0 \leq 20$ допускается производить из условия:

$$N \leq \varphi * (\gamma_{b2} * R_b * A_b + R_{sc} * A_s),$$

где φ - коэффициент определяемый по формуле:

$$\varphi = \varphi_{\epsilon} + 2 * (\varphi_{sb} - \varphi_b) * \alpha_s \leq \varphi_{sb}$$

φ_{ϵ} и φ_{sb} – коэффициенты, принимаемые в зависимости от L_0/h и N_l/N ,

$$\alpha_s = (R_s * A_s) / (\gamma_{b2} * R_b * A_b),$$

Где A_s - площадь всей арматуры в сечении элемента;

$R_s = R_{sc}$ для арматуры классов *A-I*, *A-II*, *A-III*.

При $\alpha_s > 0,5$ можно принимать $\varphi = \varphi_{sb}$

В первом приближении принимаем :

$$\mu = 0,01$$

$$A_b = 40 * 40 = 1600 \text{ см}^2$$

$$A_s = 0,01 * 1600 = 16 \text{ см}^2$$

$$\alpha_s = (R_s * A_s) / (\gamma_{b2} * R_b * A_b) = (365 * 16) / (0,9 * 11,5 * 1600) = 0,353$$

Расчетная длина колонны подвала $L_0 = (2,8 + 0,15) * 0,7 = 2,065 \text{ м}$,
 $h = 0,4 \text{ м}$ (размер сечения колонны);

$$L_0/h = 2,065/0,4 = 5,16$$

N_l – длительно действующая нагрузка на колонну (постоянная и длительно действующая часть временной), которая определяется по СНиП «Нагрузки и воздействия» или по согласованию с руководителем. В нашем примере временная длительно действующая нагрузка на перекрытие составляет 390 Н/м^2 , кратковременно действующая 1560 Н/м^2 , временная длительно действующая нагрузка на покрытие 420 Н/м^2 , кратковременно действующая 980 Н/м^2 (см. табл.5).

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну с одного этажа:

$$0,95*1560*36=53352H=53,3кН$$

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну с покрытия:

$$0,95*980*36=33516H=33,5кН$$

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну:

$$53,3*8*0,506+33,5=249,2кН$$

Остальная нагрузка на колонну – длительно действующая:

$$N_l=N-249.2=2022.6-249.2=1773.4кН$$

$$N_l/N=1773,4/2022,6=0,877=0,9$$

Определяем коэффициенты φ_ε и φ_{sb} по табл.6

Таблица 6

L_0/h								
N_l/N	6	8	10	12	14	16	18	20
	φ_ε							
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.86	0.83	0.8
0.5	0.92	0.91	0.9	0.88	0.85	0.81	0.78	0.65
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.81	0.74	0.63	0.55
	φ_{sb}							
0	0.92	0.92	0.91	0.89	0.87	0.84	0.8	0.75
0.5	0.92	0.91	0.9	0.87	0.83	0.79	0.72	0.65
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.8	0.74	0.66	0.58

$$\varphi_\varepsilon=0,92, \varphi_{sb}=0,92$$

$$\varphi=0,92+2*(0,92-0,92)*0,317=0,92$$

$$A_s = ((N/\varphi) - \gamma_{b2} * R_b * A_b) / (R_s) =$$

$$=((2022.6/0.92) - 0.9*1.15*1600)/36.5=14.85\text{см}^2$$

Принимаем 4Ø22 A-III с $A_s=15.2\text{см}^2$.

$$\mu = 15,2/1600 = 0,0095, \text{ что больше } \mu_{\min} = 0,004$$

Учитывая, что при таких отношениях L_0/h и N_l/N φ_v и φ_{sb} равны, уточнения делать не нужно, т.к. коэффициент армирования не влияет на φ .

8.4. Расчет и конструирование фундамента под колонну

8.4.1. Исходные данные

Грунты основания – пески средней плотности, условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,35 \text{ МПа}$.

Бетон тяжелый класса В15, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$

Арматура класса А-III, $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$. высоту фундамента принимаем равной 120 см (кратной 30 см), глубина заложения фундамента $H_l = 135 \text{ см}$. Расчетное усилие, передающееся с колонны на фундамент, $N = 2022,6 \text{ кН}$. Усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$.

$$N_n = N / \gamma_f = 2022,6 / 1,15 = 1758,8 \text{ кН}.$$

8.4.2. Определение размера стороны подошвы фундамента

Площадь подошвы центрально загруженного фундамента определяем по условному давлению на грунт R_0 без учета поправок в зависимости от размеров подошвы фундамента и глубины его заложения:

$$A = N_n / (R_0 - \gamma_m * H_l) = 1758,8 / (350 - 20 * 1,35) = 5,41 \text{ м}^2$$

Размер стороны квадратной подошвы

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{5,41} = 2,33 \text{ м}.$$

Принимаем размер $a = 2,4 \text{ м}$ (кратным 0,3 м).

Давление на грунт от расчетной нагрузки :

$$p = N/A = 2022,6 / (2,4 * 2,4) = 351,1 \text{ кН/м}^2$$

8.4.3. Определение высоты фундамента

Рабочая высота из условия продавливания по подколоннику:

$$h_0 = -0.25(h_c + b_c) + 0.5 \sqrt{N/(\gamma_{b2} * R_{bt} + p)},$$

где h_c и b_c – размеры подколонника.

$$h_0 = -0.25(1.2 + 1.2) + 0.5 \sqrt{2022.6/(0.9 * 750 + 351.1)} = 0.1 \text{ м}$$

Полная высота фундамента устанавливается из условий:

1) продавливания

$$H = h_0 + 0.04 = 0.14 = 14 \text{ см}$$

2) заделки колонны в фундаменте (в случае сборной колонны)

$$H = 1.5 h_{col} + 25 = 1.5 * 40 + 25 = 85 \text{ см}$$

3) анкеровки сжатой арматуры

$$H = 16d + 25 = 16 * 2.2 + 25 = 60.2 \text{ см}$$

Принимаем полную высоту фундамента 120 см, в том числе высота подколонника 90 см, высота плитной части 30 см. Проверяем, отвечает ли рабочая высота плитной части ($h_0 = 30 - 4 = 26 \text{ см}$) условию прочности при действии поперечной силы без поперечного армирования в наклонном сечении. Для единицы ширины этого сечения ($b = 100 \text{ см}$) должно выполняться условие:

$$Q \leq 2 * h_0 * \sqrt{\gamma_{b2} * R_{bt} * p}$$

Поперечная сила от давления грунта в сечении по грани подколонника:

$$Q = 0.5 * (a - a_1 - 2h_0) * p$$

где a – размер подошвы фундамента,

a_1 – размер подколонника,

h_0 – рабочая высота фундамента,

p – давление на грунт от расчетной нагрузки

$$Q = 0.5 * (2.4 - 1.2 - 2 * 0.26) * 351.1 = 119400 = 119.4 \text{ кН}$$

Поперечная сила воспринимаемая нижней ступенью фундамента без поперечного армирования:

$$Q = 2 * h_0 * \sqrt{\gamma_{b2} * R_{bt} * p} = 2 * 0.26 * \sqrt{0.9 * 750 * 351.1} = 253140 = 253.14 \text{ кН}$$

$119.4 < 253.14 \text{ кН}$ – условие прочности выполняется.

К расчету фундамента

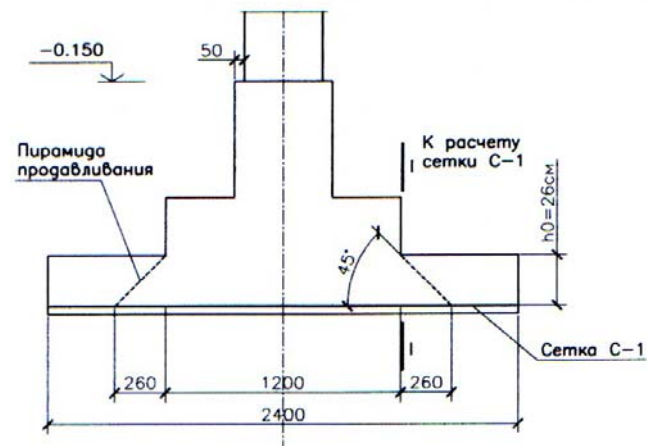


Схема фундамента

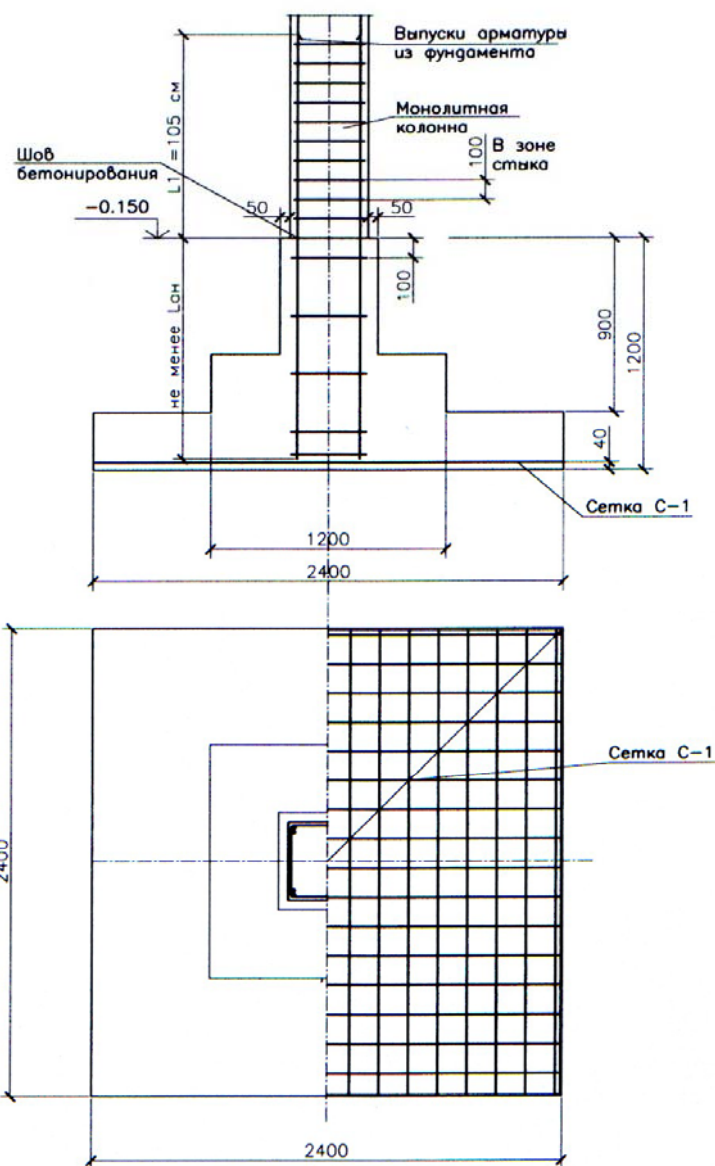


Рис.13. К расчету и конструированию фундамента.

8.4.4. Расчет на продавливание

Проверяем нижнюю ступень фундамента на прочность против продавливания:

$$P \leq \gamma_{b2} * R_{bt} * h_{02} * u_m$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

u_m – среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты ступени:

$$u_m = 2 * (1,2 + 1,2 + 2 * 0,26) = 5,84 \text{ м}$$

h_{02} – рабочая высота нижней ступени фундамента,

Продавливающая сила $P = N - A_I * p$

где N – расчетное усилие, передающееся с колонны,

A_I – площадь нижнего основания пирамиды продавливания

$$A_I = (1,2 + 2 * 0,26) * (1,2 + 2 * 0,26) = 2,93 \text{ м}^2$$

p – давление на грунт.

Продавливающая сила:

$$P = 2022,6 - 2,96 * 351,1 = 983,3 \text{ кН}$$

$$\gamma_{b2} * R_{bt} * h_{02} * u_m = 0,9 * 750 * 0,26 * 5,84 = 1024,9 \text{ кН}$$

$P = 983,3 \text{ кН} < 1024,9 \text{ кН}$, следовательно, прочность нижней ступени против продавливания обеспечена.

Схемы расчета для фундамента см. рис.13.

8.4.5. Определение площади арматуры фундамента

Расчетная схема плитной части фундамента принимается в виде консоли с равномерно распределенной нагрузкой, равной давлению на грунт. Расчетный изгибающий момент по грани подколонника (сечение 1-1) определяется по формуле:

$$M_{l-l} = 0.125 * p * ((a-a_l)/2)^2 * a =$$

$$= 0.125 * 351.1 * ((2.4-1.2)/2)^2 * 2.4 = 151.7 \text{ кН*м}$$

Площадь сечения арматуры определяется по формуле:

$$A_s = M_{l-l} / (0.9 * h_0 * R_s) = 15170000 / (0.9 * 26 * 36500) = 17.76 \text{ см}^2$$

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней $\varnothing 12 \text{ мм}$ А-III с шагом 150 мм или $16 \varnothing 12 \text{ мм}$ А-III с $A_s = 18.1 \text{ см}^2$.

$$\mu = A_s * 100 / b * h_0 = 18.1 * 100 / 240 * 26 = 0.29\% \text{ что больше чем } \mu_{\min} = 0.05\%$$

Если плитная часть имеет 2 ступени, то следует определить площадь арматуры и в месте изменения сечения, окончательно приняв площадь арматуры большую по расчету.

Минимальный диаметр арматурных стержней 10 мм , а при длине фундамента более 3 м – 12 мм . Максимальный шаг рабочих стержней – 200 мм .

Л и т е р а т у р а

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР. М.ЦНТП. 1985-79 с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры: ЦНИИ промзданий. НИИЖБ - М. ЦНТП. 1986 - 192 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Госстрой СССР.- М: ЦИТП. 1988 - 36 с.
4. СНиП 2.03.13-88. Полы. Госстрой СССР
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. - М.: Стройиздат. 1985 - 728 с.