

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ**
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего
образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ПРАКТИЧЕСКИХ РАБОТ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«Железобетонные и каменные конструкции»
Для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство**

Содержание

Введение

Практическое занятие 1.

Конструкционные материалы из бетона и арматуры. Каменные материалы

Практическое занятие 2.

Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента без предварительного напряжения. Методы расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям.

Практическое занятие 3.

Подбор размеров сечения бетона изгибаемых элементов

Практическое занятие 4.

Подбор площади сечения и типов арматурных стержней для изгибаемых элементов

Практическое занятие 5.

Расчет прямоугольных сечений с одиночным армированием на изгиб случай 1.

Практическое занятие 6.

Расчет прямоугольных сечений с одиночным армированием на изгиб случай 2.

Практическое занятие 7.

Расчет тавровых сечений с одиночным армированием на изгиб случай 1.

Практическое занятие 8.

Расчет тавровых сечений с одиночным армированием на изгиб случай 2.

Практическое занятие 9.

Конструирование и расчет сжатых элементов

Практическое занятие 10.

Конструирование и расчет растянутых элементов

Практическое занятие 11.

Основы расчета железобетонных конструкций по деформациям

Практическое занятие 12.

Железобетонные конструкции зданий

Практическое занятие 13.

Каменные конструкции зданий

Практическое занятие 14.

Расчет по прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям

Практическое занятие 15.

Подбор и конструирование поперечного армирования по наклонным сечениям

Практическое занятие 16.

Расчет железобетонных фундаментов

Список рекомендуемой литературы

Введение

Основной задачей методических указаний является получение студентами навыков для самостоятельных инженерных расчетов, связанных с проведением экспертизы по оценке технического состояния и оценке степени морального и физического износа отдельных железобетонных и каменных конструкций и зданий в целом. Дисциплина «Железобетонные и каменные конструкции» базируется на знаниях и навыках, усвоенных студентами при изучении дисциплин: физика, теоретическая механика, строительные материалы, сопротивление материалов, математика, архитектура.

Практическое занятие 1.

Тема: Конструкционные материалы из бетона и арматуры. Каменные материалы.

Цель: Получение основных представлений о свойствах бетона и арматуры, понятие их совместной работы.

Железобетоном называется строительный материал, состоящий из бетона и стали. Эффективность железобетона объясняется следующими его свойствами:

- бетон имеет высокую прочность при сжатии (до 60 МПа), а сталь при растяжении и сжатии (от 240 до 1500 МПа);
- арматура надежно сцепляется с бетоном, не проскальзывая в нем до момента разрушения;
- сталь и бетон имеют почти одинаковые коэффициенты линейного температурного расширения, поэтому при нагреве и охлаждении не возникает опасных напряжений, разрушающих конструкцию;
- бетон надежно защищает арматуру от коррозии и высоких температур (при пожарах), обеспечивая необходимую долговечность и огнестойкость.

Физические свойства бетона зависят от исходных материалов, способа изготовления и определяются его структурой. С этих позиций бетоны классифицируются по следующим признакам.

По структуре:

- плотный бетон, в котором пространство между зернами заполнителя занято затвердевшим вяжущим;
- крупнопористый бетон - пространство между зернами заполнителя заполнено частично;
- поризованный бетон - бетон, в котором пространство между зернами заполнителя поризовано посредством введения специальных добавок;
- ячеистый бетон - бетон с искусственно созданными порами.

Чем выше плотность бетона, тем выше его прочность. Чем выше марка цемента по отношению к требуемой прочности бетона, тем меньше его расход.

По средней плотности:

- особо тяжелые $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$,
- тяжелые $\rho = 2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$,
- облегченные $\rho = 1800 \dots 2200 \text{ кг/м}^3$,
- легкие $\rho = 500 \dots 1800 \text{ кг/м}^3$.

По виду вяжущего:

- цементные;
- полимерцементные;
- на известковом вяжущем (силикатные);
- на гипсовом;
- на специальных вяжущих.

По виду заполнителя:

- на плотных естественных заполнителях (гравий, щебень);
- на пористых природных заполнителях (перлит, пемза, ракушечник);
- на искусственных заполнителях (керамзит);
- на специальных заполнителях, которые удовлетворяют требованиям

биологической защиты, жаростойкости, химической стойкости и т.д.

По зерновому составу:

- крупнозернистые;
- с крупным и мелким заполнителем;
- мелкозернистый (только с мелким заполнителем).

По способу твердения:

- естественного твердения;
- бетон, подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
- бетон, подвергнутый автоклавной обработке при повышенном давлении. К

физическим свойствам бетона относятся: водонепроницаемость, морозостойкость, жаростойкость, огнестойкость, коррозионная стойкость.

Под **прочностью** бетона понимают его способность сопротивляться воздействию внешних сил, не разрушаясь.

В железобетонных конструкциях бетон преимущественно используется для восприятия сжимающих напряжений. Поэтому за основную характеристику прочностных свойств бетона принята его прочность на осевое сжатие, устанавливаемая, как правило, путем испытания стандартных кубов размером 150х150х150 мм, испытанных при температуре $(20 \pm 2)^\circ \text{C}$ через 28 дней твердения в нормальных условиях (температуре воздуха 15...20° С и относительной влажности 90... 100%). Реже испытания проводят на цилиндрах диаметром (d) 100, 150, 200 и 300 мм с высотой $h=2d$.

За **кубиковую прочность** бетона принимают временное сопротивление R эталонных кубов, определяемое по выражению:

$$R = \alpha \frac{F}{A} \quad \text{—}$$

где F - разрушающая нагрузка, H ;

A - средняя рабочая площадь образца, мм^2 ;

α - переводный коэффициент, зависящий от размеров образца.

С уменьшением размеров поперечного сечения коэффициент α уменьшается. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров образца и расстояния между его торцами. Так, для кубов с размером грани: 100 мм - $\alpha = 0,95$; 150 мм - $\alpha = 1,0$; 200 мм - $\alpha = 1,05$; 300 мм - $\alpha = 1,1$.

Железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, поэтому кубиковая прочность бетона не может быть непосредственно использована в расчетах прочности элементов конструкции. Основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является **призменная прочность**. Под **призменной прочностью** понимают временное сопротивление R_b осевому сжатию призмы с отношением высоты призмы h к размеру a квадратного основания, равным 4.

В реальных конструкциях напряженное состояние бетона сжатой зоны приближается к напряженному состоянию призм. Образцы призматической формы, для которых влияние сил трения меньше, чем для кубов, при одинаковом поперечном сечении показывают меньшую прочность на сжатие. При отношении высоты призмы к стороне основания $h/a > 4$ влияние сил трения практически исчезает, и прочность становится постоянной и равной $\approx 0,75R$.

Прочность бетона на осевое растяжение R_{bt} зависит от прочности при растяжении цементного камня и его сцепления с зернами крупного заполнителя. Прочность бетона на осевое растяжение имеет сравнительно небольшое значение ($R_{bt} = 0,1R_b \dots 0,05R_b$).

Под **чистым срезом** понимают разделение элемента на части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы.

Под **чистым скалыванием** понимают взаимное смещение (сдвиг) частей элемента между собой под действием скалывающих (сдвигающих) усилий.

В нормах временное сопротивление срезу и скалыванию не приводится, и его принимают приблизительно равным: $R_{sh} = 2R_{bt}$.

Пределом **длительного сопротивления бетона** называют наибольшие статические неизменные во времени напряжения, которые он может выдерживать неограниченно долгое время без разрушения.

При длительном действии нагрузки бетонный образец разрушается при напряжениях, меньших, чем при кратковременной нагрузке $R_{bl} \approx 0,9R_b$. Это обусловлено влиянием развивающихся неупругих деформаций.

Классы бетона. По прочностным показателям качества различают следующие классы бетона:

B - по прочности на осевое сжатие;

B_t - по прочности на осевое растяжение.

Под классом бетона « **B** » по прочности на осевое сжатие понимают среднестатистическое значение временного сопротивления сжатию R_m в МПа эталонных образцов, изготовленных и испытанных через 28 суток хранения при температуре $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ в соответствии с государственным стандартом с обеспеченностью 0,95.

Нормами установлены следующие классы бетона по прочности на осевое сжатие:

для тяжелых и мелкозернистых бетонов: B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60;

для легких бетонов: B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40.

Под классом бетона « **B_t** » по прочности на осевое растяжение понимают среднестатистическое значение временного сопротивления растяжению R_{mt} в МПа эталонных образцов, испытанных через 28 суток хранения при температуре $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ в соответствии с государственным стандартом с обеспеченностью 0,95.

Класс по прочности на осевое растяжение назначают при проектировании железобетонных конструкций, для которых прочность бетона на растяжение имеет принципиальное значение (резервуары, напорные трубопроводы, бетонные покрытия дорог и т.п. сооружения).

Нормами для тяжелых, легких и мелкозернистых бетонов установлены классы бетона по прочности на осевое растяжение B_t 0,8...3,2 с градацией через 0,4 МПа.

Арматура применяется для армирования растянутой или сжатой зоны сечений элементов с целью увеличения прочности конструкций. Основное назначение арматуры – воспринимать растягивающие усилия (при изгибе, внецентренном сжатии, центральном и внецентренном растяжении), а также усадочные и температурные напряжения в конструкциях.

В ряде случаев арматуру применяют для усиления бетона сжатой зоны изгибаемых

элементов, а также сжатых элементов с малыми или случайными эксцентриситетами.

Арматура может применяться в виде отдельных гибких стержней и проволоки или разнообразных арматурных изделий из них (сварные рулонные или плоские сетки, сварные каркасы плоские или пространственные, канаты и пучки, закладные детали, строповочные устройства), а также в виде жесткой арматуры – стальных прокатных уголков, швеллеров или двутавров.

По функциональному назначению арматура в железобетонных конструкциях подразделяется на **рабочую** и **монтажную**. Под **рабочей** арматурой понимают арматуру, площадь сечения которой A_s определяют расчетом на действие внешних нагрузок. Рабочая арматура может располагаться в продольном и поперечном направлениях железобетонных конструкций в зависимости от направления действующих усилий. Содержание рабочей арматуры в железобетонных конструкциях определяется

коэффициентом армирования $\mu = A_s / A_b$ или процентом армирования $\mu\% = 100(A_s / A_b)$, где A_s – площадь арматуры, A_b – площадь поперечного сечения бетона.

Под **конструктивной** (продольной и поперечной) понимают арматуру, устанавливаемую без расчета. Она предназначается для более равномерного распределения усилий между арматурными стержнями и носит название распределительной.

Классификация арматуры

Арматура для железобетонных конструкций может быть классифицирована по химическому составу стали, по условиям изготовления, поставки, профилю поперечного сечения, применению и свариваемости.

В зависимости от содержания углерода, сталь подразделяется на три группы:

- на низкоуглеродистую с содержанием углерода в пределах 0,09-0,2%;
- среднеуглеродистую с содержанием углерода от 0,25 до 0,6% – в арматуре и машиностроении;
- высокоуглеродистую с содержанием углерода более 0,6%, но не более 1,2-2% – в инструментальной промышленности.

Для улучшения свойств сталей или получения сталей с заданными свойствами, применяют их **легирование** (нем. *legieren* — сплавлять, от лат. *ligo*

– связываю, соединяю) путём введения в состав металлических сплавов так называемых легирующих элементов (например, Cr, Ni, Mo, W, V, Ti и др.).

В арматурных сталях легирующих добавок содержится до 5% (низколегированные).

Арматурные стали изготавливают из низко-, среднеуглеродистых низколегированных сталей.

Химический состав стали отображается, в наименовании её марки. Для обозначения добавок используются буквы Г – марганец, С – кремний, Х – хром, Т – титан, Ц – цирконий, Ю – алюминий, Р – бор, А – азот. Например, арматура из стали марки 20ХГ2Т содержит 0,2% углерода, хрома от 0,3 до 1%, марганца до, 2%, титана до 1%. Такой химический состав свидетельствует о том, что данная арматура изготовлена из низкоуглеродистой и низколегированной стали.

Всю арматуру, по способу изготовления **подразделяют на горячекатаную стержневую и холоднотянутую проволочную.**

Под *горячекатаной* понимают стальную арматуру в виде отдельных стержней круглого сечения, получаемую путем проката в горячем состоянии. По форме поверхности арматура бывает периодического профиля и гладкой, т.е. это выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры периодического профиля, либо рифы или вмятины на поверхности проволочной арматуры. Это значительно улучшает сцепление с бетоном. Класс горячекатаной стержневой арматуры обозначают буквой А и цифрой: А240, А300, А400, А500, А600, А800, А1000 (чем больше цифра, тем выше прочность). Класс горячекатаной арматуры, подвергнутой после проката термическому или термомеханическому упрочнению, обозначают с индексом т: Ат400, Ат600, Ат800, Ат1000. В обозначении классов термически и термомеханически упрочненной стержневой арматуры с повышенной стойкостью к коррозионному растрескиванию добавляют индекс «К» (Ат600К), свариваемой и повышенной стойкости к коррозионному растрескиванию – индекс «СК» (Ат600СК).

Под *холоднотянутой* понимают стальную проволочную арматуру, получаемую из низкоуглеродистой или среднеуглеродистой стали путем волочения в холодной состоянии на волочильных станах. Класс такой арматуры обозначают буквой «В». Буквой «р» обозначается периодический профиль. Виды проволочной арматуры:

- арматурная холоднотянутая проволока: обыкновенная периодического профиля класса В500, высокопрочная периодического профиля класса Вр1200, Вр1300, Вр1500;
- арматурные канаты: спиральные семипроволочные класса К1400 и девятинадцатипроволочные класса К1500.

По условиям применения арматуру подразделяют на ненапрягаемую для обычных конструкций и напрягаемую для предварительно напряженных конструкций.

Под ненапрягаемой понимают арматуру, укладываемую в конструкцию без ее предварительного натяжения. Для таких конструкций в качестве рабочей арматуры применяют преимущественно арматуру классов А400, Ат600С, В500

- в сварных каркасах и сетках, А600, А800, А1000 – в вязаных каркасах. Арматуру классов А240 и А300 рекомендуется использовать для поперечной и монтажной арматуры, а также в качестве продольной рабочей в конструкциях, находящихся под давлением жидкости или газов.

В качестве напрягаемой используют преимущественно арматуру повышенной прочности и высокопрочную классов А600, А800, А1000, Ат600, Ат800, Ат1000, Вр1200, Вр1300, К1400 и К1500. При выборе класса напрягаемой арматуры учитывают размеры конструкций, температурные условия эксплуатации, агрессивность окружающей среды. По свариваемости арматура подразделяется на свариваемую любым способом и не свариваемую никаким способом.

Под свариваемостью арматуры понимают способность давать надежные и прочные соединения стержней любым методом сварки: контактной сварной; ручной дуговой; контактной точечной; ванной.

Контрольные вопросы:

Классификация бетонов в соответствии с его основными физико-механическими свойствами?

Основные показатели прочности бетона? Классификация арматуры?

Как подразделяется арматура по своему назначению и технологии изготовления?

Какие существуют классы арматуры?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 8].

Практическое занятие 2.

Тема: Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента без предварительного напряжения. Методы расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям.

Цель: Изучить экспериментальные данные о работе железобетона под нагрузкой, основы метода расчета по предельным состояниям.

Стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений при изгибе элемента

Опыты показывают, что с увеличением внешней нагрузки в нормальном сечении железобетонной изгибаемой конструкции можно наблюдать три стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 1).—

Стадия I. Соответствует начальным ступеням загрузки конструкции до образования трещин в бетоне растянутой зоны (рис. 1). На этой стадии арматура и бетон деформируются совместно благодаря имеющемуся междунимому сцеплению. К концу стадии I эпюра напряжений в бетоне растянутой зоны вследствие проявления неупругих деформаций становится криволинейной. Ее наибольшая ордината достигает значения предельного сопротивления бетона растяжению $R_{bt,ser}$. В сжатой зоне бетона эпюра напряжений имеет очертание, близкое к треугольнику. Напряжения в растянутой арматуре на данной стадии можно установить из условия совместности деформаций арматуры (ϵ_s) и бетона (ϵ_{bt}), $\epsilon_s = \epsilon_{bt}$. Или, применяя закон Гука, можем записать $\sigma_s = E_s R_{bt,ser} \nu_{bt} \cdot E_b$ а т.к. на данной стадии деформирования элемента $\nu_{bt} = 0,5$, получим $\sigma_s = 2\alpha R_{bt,ser}$, где $\alpha = E_s E_b$. При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины. Наступает новое качественное состояние.

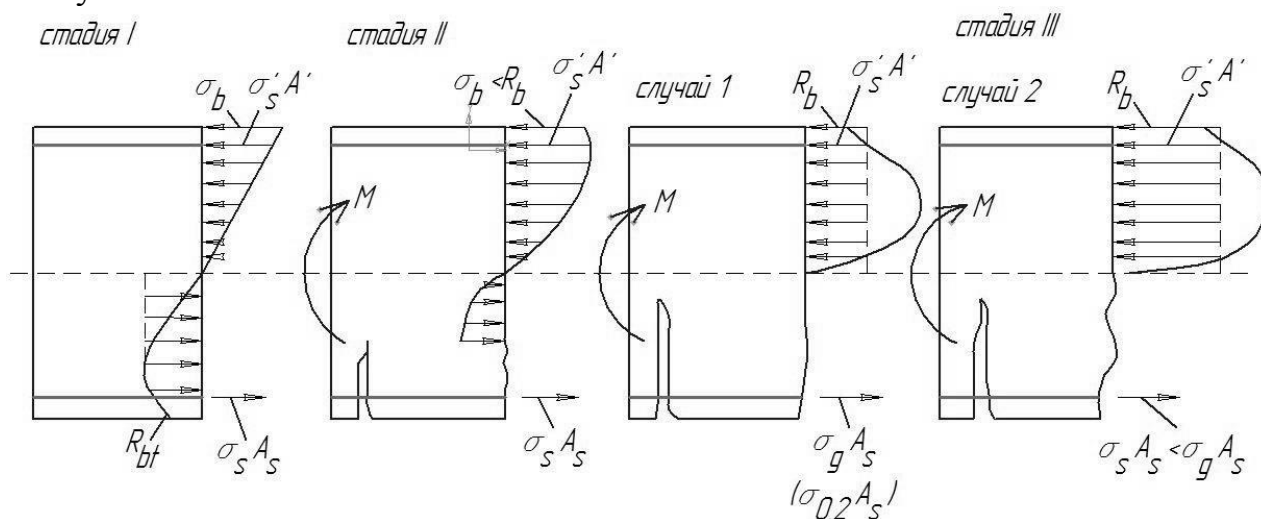


Рис. 1. Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента без предварительного напряжения:

Стадия II. Характеризует состояние нормального сечения железобетонного элемента после образования трещин в растянутой зоне бетона (рис. 1). В сечении с трещиной усилие в растянутой зоне воспринимается арматурой и участком

растянутого бетона над трещиной. В сжатой зоне начинают проявляться неупругие деформации бетона, эпюра напряжений искривляется. При этом максимальные напряжения еще не достигают призмочной прочности бетона ($\sigma_b < R_b$). На участке между трещинами бетон, вследствие сохранения его сцепления с арматурой, вовлекается в работу на растяжение. При этом напряжения в арматуре несколько снижаются. С увеличением нагрузки трещины все более раскрываются и распространяются в верхнюю зону конструкции. Конец стадии II характеризуется началом развития заметных неупругих деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона.

Стадия III. Стадия разрушения. Это относительно короткий период работы элемента. В зависимости от степени армирования конструкции последовательность достижения предельных напряжений в растянутой арматуре и сжатой зоне бетона на данной стадии разная. При этом различают два возможных случая: стадия III, случай 1 и стадия III, случай 2.

Случай 1 характеризует развитие напряженно-деформированного состояния непереармированного сечения, т.е. конструкция запроектирована с учетом требований действующего нормативного документа. В данном случае разрушение железобетонного элемента начинается когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, а в высокопрочной арматурной проволоки – временного сопротивления растяжению и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. При этом растянутый бетон полностью выключен из работы трещиной, развившейся на всю высоту растянутой зоны сечения (рис. 1, случай 1).

Случай 2 характеризует предельное состояние переармированного железобетонного элемента. Разрушение в этом случае происходит с достижения в бетоне сжатой зоны напряжения, равного временному сопротивлению сжатию (R_b). При этом напряжения в растянутой арматуре ниже предельной величины (рис. 1, случай 2). Проектирование железобетонных конструкций с разрушением в стадии III по случаю 2 считается нецелесообразным, т.к. не используются в полной мере прочностные свойства растянутой арматуры. Проектирование железобетонных конструкций ведется по стадия III, случай 1.

Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям

1. Сущность метода. Предельным считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, т.е. теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или местные повреждения. Основной задачей расчета по методу предельных состояний является создание условий, не допускающих переход конструкций в предельное состояние в течение всего срока эксплуатации.

Железобетонная конструкция может потерять необходимые эксплуатационные качества по одной из двух причин.

1. В результате исчерпания несущей способности, т.е. разрушения материала в наиболее нагруженных сечениях, а также потери устойчивости некоторых элементов или всей конструкции в целом – **1 группа – по несущей способности.**

2. Вследствие чрезмерных деформаций (прогибов, колебаний, осадок), а также из-за образования трещин или чрезмерного их раскрытия – **2 группа – по пригодности к нормальной эксплуатации.**

Расчет по первой группе предельных состояний выполняют для того, чтобы предотвратить:

- хрупкое, вязкое, или иного характера разрушение (расчет на прочность);
- потерю устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость) или ее положения (расчет на опрокидывание, скольжение, всплытие заглубленных и полузаглубленных сооружений, подверженных давлению грунтовых вод и т.п.);
- усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющихся нагрузок).

Расчет по второй группе предельных состояний выполняют для того, чтобы предотвратить:

- образование трещин в конструкциях, по условиям эксплуатации которых оно недопустимо;
- чрезмерное раскрытие трещин в конструкциях, по условиям эксплуатации которых, допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин;
- чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекоса, амплитуды колебаний).

2 Расчетные факторы метода

Коэффициенты запаса. С учетом возможной изменчивости нагрузок в большую сторону и прочностных характеристик материалов в меньшую, расчетная несущая способность элемента определяется с использованием системы коэффициентов надежности и условий работы, учитывающих особенности изготовления и эксплуатации конструкции:

- 1) коэффициента надежности по нагрузке γ_f принимаемого в зависимости от статистической изменчивости нагрузки, ее вида и группы предельных состояний ($0.9 \leq \gamma_f \leq 1.4$);
- 2) коэффициента надежности по бетону γ_b , принимаемого в зависимости от вида бетона и вида напряженного состояния ($1.0 \leq \gamma_b \leq 2.3$);
- 3) коэффициента надежности по арматуре γ_s , принимаемого в зависимости от класса арматуры и группы предельных состояний ($1.0 \leq \gamma_b \leq 1.2$);
- 4) коэффициента условий работы бетона γ_{bi} , учитывающего особенности свойств бетона, характер загрузки конструкции, условия эксплуатации и т.д. ($0.45 \leq \gamma_{bi} \leq 1.35$);
- 5) коэффициента условий работы арматуры γ_{si} , принимаемого в зависимости от вида арматуры, ее назначения и условий применения, характера загрузки конструкции и т.д. ($0.19 \leq \gamma_{si} \leq 1.0$).

Нагрузки и воздействия. В расчетах используются нормативные и расчетные значения нагрузок.

Под **нормативными** понимают нагрузки, устанавливаемые нормами по заранее заданной вероятности или по номинальным значениям.

Под **расчетными** понимают нагрузки, используемые в расчетах конструкций на прочность и устойчивость. Их получают путем умножения нормативной нагрузки **на коэффициенты надежности по нагрузке и по назначению**.

$$q = q_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n; (1)$$

где q_n – значение нормативной нагрузки; γ_f

– коэффициент надежности по

нагрузке, зависящий от вида нагрузки и принимаемый по [7], ($\gamma_f \geq 0,8$); γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, учитывающий класс его ответственности, принимаемый по [10]:

- I класс (пониженный) – $\gamma_n = 0,8$;
- II класс (нормальный) – $\gamma_n = 1,0$;
- III класс (повышенный) – $\gamma_n = 1,1$.

По длительности действия на конструкцию нагрузки подразделяются на постоянные, временные и особые.

Постоянными называются нагрузки, действующие в течение всего периода эксплуатации. К ним относятся собственный вес несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунтов для заглубленных сооружений, усилие предварительного обжатия.

Временными называются нагрузки, изменяющиеся в процессе эксплуатации по величине и расположению. Они могут появляться и исчезать. Временные нагрузки делятся на **длительные, кратковременные и особые**.

К **длительным** нагрузкам относятся: вес стационарного оборудования; нагрузка от массы продуктов, заполняющих оборудование в процессе эксплуатации; часть снеговых нагрузок; давление жидкостей, газов и сыпучих материалов в емкостях и трубопроводах и другие.

К **кратковременным** нагрузкам относятся: вес людей, часть снеговых нагрузок, ветровые, крановые, а также нагрузки, возникающие при монтаже и ремонте конструкции.

К **особым** относятся: сейсмические, взрывные, аварийные и другие подобные воздействия.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона. Прочностные характеристики бетона обладают определенной изменчивостью. Из всех возможных значений в расчет необходимо вводить такое, которое с необходимой надежностью обеспечит безопасную эксплуатацию конструкции.

Нормативным сопротивлением бетона при сжатии является **призменная прочность**, которая устанавливается в зависимости от класса бетона – R_{bn} .

Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению определяется из выражения $R_{bt} = 0,5k^3 B \sqrt{k} = 0,8$ для бетонов В35 и ниже; $k = 0,7$ для бетонов класса В40 и выше).

Расчетное сопротивление бетона устанавливают путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности, т.е.

$$R = R_{bn} ; R = R_{bt} ; (2)$$

$$\gamma_b \gamma_{bt}$$

Коэффициенты надежности учитывают возможность понижения фактической прочности по сравнению с нормативной. Для расчетов по предельным состояниям 1 группы предельным состоянием 2 группы $\gamma_{bc} \gamma_{bt} = \gamma_{bt} = 1,3; = 1,0. \gamma_{bt} = 1,5$. Для расчетов по При расчете бетонных и железобетонных конструкций расчетные сопротивления бетона умножают на коэффициент условий работы γ_{bi} , учитывающий длительность действия и повторяемость нагрузки, характер работы конструкций, условия изготовления и эксплуатации и т.п.

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры. Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} принимаются равными наименьшему контролируемому значению: для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов – пределу текучести (физическому или условному); для обыкновенной арматурной проволоки – напряжению, составляющему 75% от временного сопротивления разрыву. Расчетное сопротивление арматуры растяжению определяется делением на соответствующий коэффициент надежности по арматуре:

$$R = \frac{R_{sn}}{\gamma_s}; (3)$$

Коэффициент надежности устанавливают, чтобы исключить возможность разрушения элементов в случае чрезмерного сближения R_s и R_{sn} . Он учитывает изменчивость площади поперечного сечения стержня, раннее развитие пластических деформаций арматуры и т.п. Значение γ_s , в зависимости от класса арматуры изменяется в пределах от 1,05 до 1,2. Причем, чем выше класс, тем больше значение γ_s .

При назначении расчетного сопротивления сжатию R_{sc} учитываются не только свойства стали, но и предельная сжимаемость бетона. Принимая

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{bu} = 200 \cdot 10^{-5}$ и $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, получим:

$$\sigma_{sc} = \varepsilon_{bu} \cdot E_s = 200 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 400 \text{ МПа.}$$

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется в общем случае для всех этапов работы конструкции и ее элементов: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации. Этот расчет должен гарантировать сохранение несущей способности конструкции с учетом возможной изменчивости нагрузок в большую сторону и прочностных характеристик материалов в меньшую сторону.

Несущая способность сечения будет обеспечена при выполнении условия:

$$F \leq F_u (S; R_{bn}; \gamma_b; \gamma_{bi}; R_{sn}; \gamma_s; \gamma_{si}); \quad (4)$$

где F – максимальное расчетное усилие в сечении; F_u – минимальная несущая способность сечения; S – геометрические характеристики сечения; R_{bn} ,

R_{sn} – нормативные сопротивления материалов; γ_b, γ_s – коэффициенты надежности по материалам; γ_{bi}, γ_{si} – коэффициенты условий работы материалов.

Физический смысл данного выражения заключается в том, что максимально возможное усилие в сечении элемента должно быть меньше или, в крайнем случае, равно, минимально возможной несущей способности сечения.

Контрольные вопросы:

Стадии напряженно-деформированного состояния? Первая группа предельных состояний?

Вторая группа предельных состояний? Нагрузки и воздействия?

Нормативные и расчетные сопротивления бетона?

Каковы основные случаи разрушения изгибаемых элементов по нормальному сечению?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 2].

Дополнительная: [6, 7, 8, 10].

Практическое занятие 3.

Тема: Подбор размеров сечения бетона изгибаемых элементов.

Цель: Научиться подбирать размеры сечения бетона изгибаемых элементов.

Расчет прямоугольных сечений

Расчет прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} \quad (1)$$

Расчет прямоугольных сечений производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (2)$$

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ – из условия

$$M < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3)$$

б) при $\xi > \xi_R$ – из условия

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или по табл. 1.

Таблица 1

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

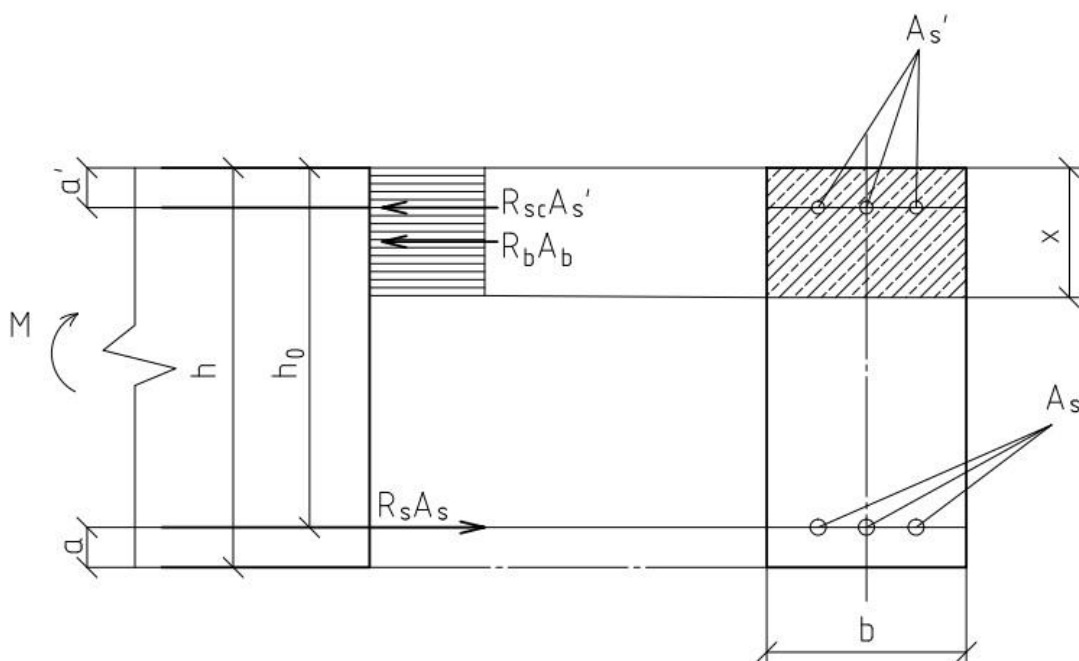


Рис. 2. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном прямоугольном сечении изгибаемого железобетонного элемента

Пример 1. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $a = 70$ мм; растянутая арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа); площадь ее сечения $A_s = 2945$ мм² (6Ø25); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент $M = 550$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 800 - 70 = 730$. Производим проверку прочности:

Определим значение x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 2945}{14,5 \cdot 300} = 240 \text{ мм.}$$

По таблице 1 находим $\xi_R = 0,531$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{240}{730} = 0,329 < \xi_R$, проверяем

условие $R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 2945 (730 - 0,5 \cdot 240) = 636,8 \cdot 10^6$ Нмм = 636,8 кНм $> M = 550$ кНм, т.е. прочность сечения обеспечена.

Контрольные вопросы:

Расчетная схема элемента с одиночной арматурой?

Схема усилий элемента с одиночной арматурой?

Условие прочности элемента с одиночной арматурой?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 4.

Тема: Подбор площади сечения и типов арматурных стержней для изгибаемых элементов.

Цель: Научиться подбирать площадь сечения и типы арматурных стержней для изгибаемых элементов.

Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$ (8)

Если $\alpha_m < \alpha_R$, сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s. \quad (9)$$

Если $\alpha_m > \alpha_R$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют их по формулам:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_s (h_0 - a')} \quad (10)$$

$$A_s = \xi_R R_b b h_0 / R_s + A'_s, \quad (11)$$

где ξ_R и α_R — см. по таблице 1.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает значение, вычисленное по формуле (10), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (11), используя формулу

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A'_s, \quad (12)$$

где $\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \geq 0$.

При этом должно выполняться условие $\alpha_m < \alpha_R$.

Пример 2. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $a = 40$ мм; изгибающий момент с учетом кратковременных нагрузок $M = 200$ кНм; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа); арматура класса А300 ($R_s = 270$ МПа).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $h_0 = 600 - 40 = 560$ мм. Производим подбор продольной арматуры, вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,25$$

По таблице 1 находим $\alpha_R = 0,41$. Так как $\alpha_m = 0,25 < \alpha_R$, сжатая арматура по расчету не требуется. Находим требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 8,5 \cdot 300 \cdot 560 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,25}) / 270 = 1550 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28 + 1Ø25 ($A_s = 1598 \text{ мм}^2$).

Контрольные вопросы:

Расчетная схема элемента с одиночной арматурой?

Схема усилий элемента с одиночной арматурой?

Условие прочности элемента с одиночной арматурой?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 5.

Тема: Расчет прямоугольных сечений с одиночным армированием на изгиб случай 1.

Цель: Научиться рассчитывать прямоугольные сечения с одиночным армированием на изгиб по случаю 1.

Правую часть условия (4) при необходимости можно несколько увеличить путем замены α_R на $(0,7\alpha_R + 0,3\alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$, и принимая здесь ξ не более 1.

Если $x \leq 0$, то прочность проверяют из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a') \quad (5)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0,0$) высота сжатой зоны x меньше $2a'$, проверяется условие (5), где вместо a' подставляется $x/2$.

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Не выполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят: при $x < \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \quad (6)$$

где x — высота сжатой зоны, равная $x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$; $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}}$

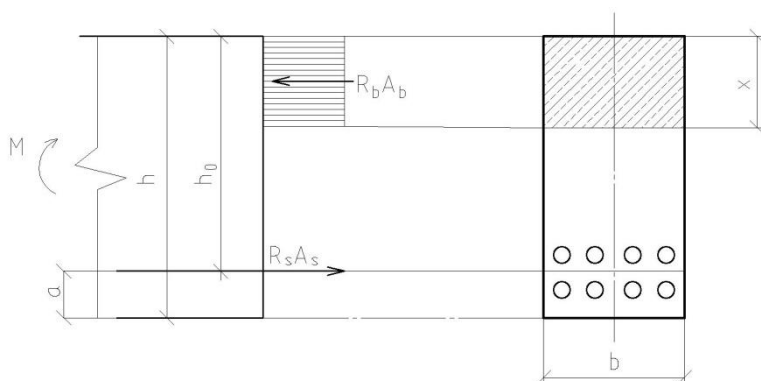
при $x \geq \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 \quad (7)$$

где α_R — см. табл. 1.

Пример 3. Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента по нормальному сечению.

Дано: Размеры сечения $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; бетон м.зерн. класса В12,5; арматура A_s 8Ø28 класса А400; влажность окружающей среды 40 %; класс ответственности здания — I.



Решение: $\gamma_{b2} =$

$= 365$ МПа; $A_s = 4926$

мм².

Определим рабочую высоту сечения, предварительно приняв $a = 70$ мм:

$h_0 = h - a = 700 - 70 = 630$ мм. Производим проверку прочности.

Определим значение x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 4926}{6,75 \cdot 300} = 888 \text{ мм.}$$

Значение ξ_R определяем по формуле $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{365}{700}} = 0,526$.

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{888}{630} = 1,409 > \xi_R = 0,526$, то расчетную несущую способность

определяем из условия $M \leq \alpha_R R_b b h_0^2$, где

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,526 (1 - 0,5 \cdot 0,526) = 0,388, \quad x = \xi_R h_0 = 0,526 \cdot 630 = 331,38 \text{ мм,}$$

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 = 0,388 \cdot 6,75 \cdot 300 \cdot 630^2 = 311,84 \text{ кНм.}$$

$$M = 311,84 / \gamma_n = 311,84 / 1 = 311,84 \text{ кНм.}$$

Контрольные вопросы:

Расчетная схема элемента с одиночной арматурой?

Схема усилий элемента с одиночной арматурой?

Условие прочности элемента с одиночной арматурой?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 6.

Тема: Расчет прямоугольных сечений с одиночным армированием на изгиб случай 2.

Цель: Научиться рассчитывать прямоугольные сечения с одиночным армированием на изгиб по случаю 2.

Расчет прямоугольных сечений

Расчет прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} \quad (1)$$

Расчет прямоугольных сечений производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (2)$$

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ – из условия

$$M < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3)$$

б) при $\xi > \xi_R$ – из условия

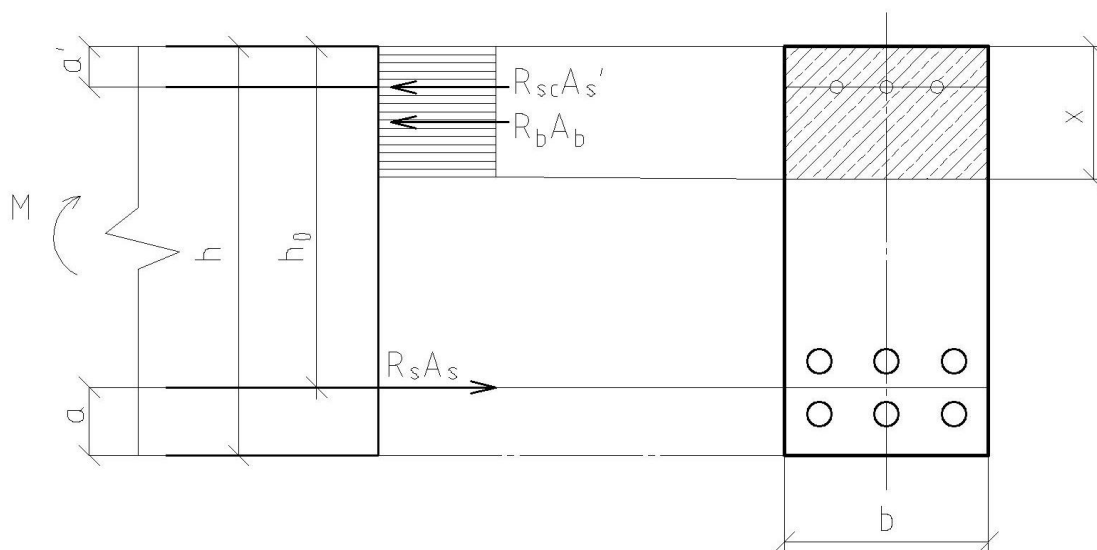
$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или по табл. 1.

Пример 4. Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента по нормальному сечению.

Дано: Размеры сечения $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; бетон м.зерн. класса В25; арматура A_s 6Ø20 класса А300, арматура A'_s 3Ø12 класса А240; влажность окружающей среды 40 %; класс ответственности здания – III.

Решение: $\gamma_{b2} = 0,9$; $\gamma_n = 0,9$; $R_b = 14,5 \cdot \gamma_{b2} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05$ МПа; $R_s = 280$ МПа; $A_s = 1885$ мм², $A'_s = 339$ мм², $R_{sc} = 225$ МПа.



Определим рабочую высоту сечения, предварительно приняв $a = 60$ мм:
 $h_0 = h - a = 700 - 60 = 640$ мм. Производим проверку прочности.

Определим значение x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b} = \frac{280 \cdot 1885 - 225 \cdot 339}{13,05 \cdot 300} = 115,332$$

Значение ξ_R определяем по формуле $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{280}{700}} = 0,624$.

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{115,332}{640} = 0,18 < \xi_R = 0,624$, то расчетную несущую способность

определяем из условия

$$M < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') = 13,05 \cdot 300 \cdot 115,332 (640 - 0,5 \cdot 115,332) + 225 \cdot 339 (640 - 20) = 310,229$$

$$M = 310,229 / \gamma_n = 310,229 / 0,9 = 344,7 \text{ кНм.}$$

Контрольные вопросы:

Расчетная схема элемента с двойным армированием?

Схема усилий элемента с двойным армированием?

Условие прочности элемента двойным армированием?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 7.

Тема: Расчет тавровых сечений с одиночным армированием на изгиб случай 1.

Цель: Научиться рассчитывать тавровые сечения с одиночным армированием на изгиб по случаю 1.

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (черт. 2, а), т.е. соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s, \quad (13)$$

расчет производят как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница проходит в ребре (черт. 2, б), т.е. условие не соблюдается, расчет производят из условия:

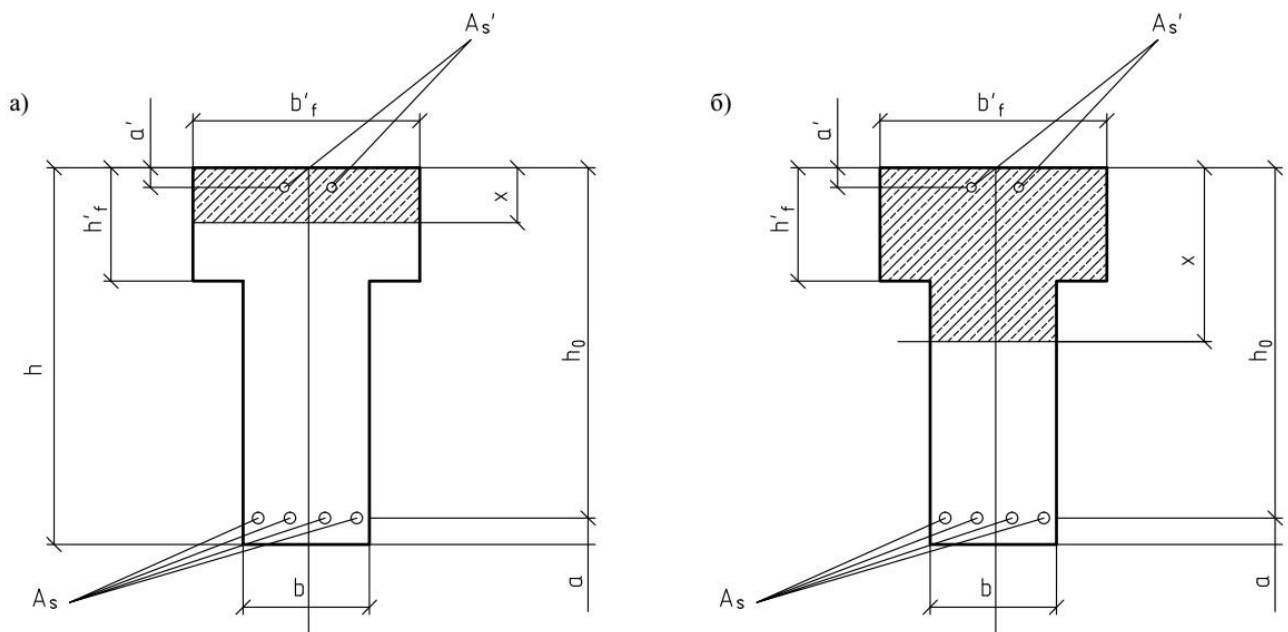


Рис. 3. Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента: а – в полке; б – в ребре

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (14)$$

где A_{ov} — площадь сечения свесов полки, равная $(b'_f - b)h'_f$,

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b A_{ov}}{R_b b}, \quad (15)$$

и принимают не более $\xi_R h_0$.

Если $x > \xi_R h_0$, условие (14) можно записать в виде

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (16)$$

где α_R — см. табл. 1.

Пример 5. Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента по нормальному сечению.

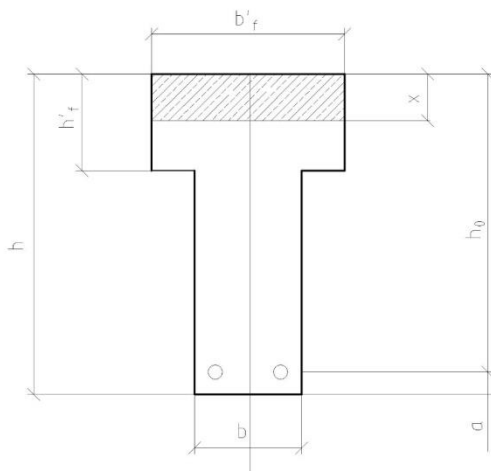
Дано: Размеры сечения $b = 180$ мм, $h = 500$ мм, $b'_f = 800$ мм, $h'_f = 70$ мм; бетон м.зерн. класса В15; арматура A_s 2Ø18 класса А400, влажность окружающей среды 70 %; класс ответственности здания – I.

Решение: $\gamma_{b2} = 0,9$; $\gamma_n = 1$; $R_b = 8,5 \cdot \gamma_{b2} = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа; $R_s = 365$ МПа; $A_s = 509$ мм².

Определим рабочую высоту сечения, предварительно приняв $a = 30$ мм:

$h_0 = h - a = 500 - 30 = 470$ мм. Проверяем условие $R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s$, при этом считаем $A'_s = 0$.

$R_s A_s = 365 \cdot 509 = 185785 \leq R_b b'_f h'_f = 7,65 \cdot 70 \cdot 800 = 428400$. Граница сжатой зоны проходит в полке, следовательно прочность сечения проверяем как для прямоугольного сечения шириной b'_f .



$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 509}{7,65 \cdot 800} = 30,357$$

Значение ξ_R определяем по формуле $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{365}{700}} = 0,526$.

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{30,357}{470} = 0,064 < \xi_R = 0,526$, то расчетную несущую способность определяем из условия $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \cdot 509 (470 - 0,5 \cdot 30,357) = 84,499$ кНм.

Контрольные вопросы:

В чем заключается эффективность тавровых сечений?

Расчетные схемы элемента таврового профиля: 1 случай? Как определить положение нейтральной оси?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 8.

Тема: Расчет тавровых сечений с одиночным армированием на изгиб случай 2.

Цель: Научиться рассчитывать тавровые сечения с одиночным армированием на изгиб по случаю 2.

Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2 - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f)}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (17)$$

где α_R — см. таблицу 1; $A_{ov} = (b'_f - b)h'_f$.

При этом должно выполняться условие $h'_f \leq \xi_R h_0$. В случае, если $h'_f > \xi_R h_0$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (18)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b_f .

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (18) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) + R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s}{R_s}, \quad (19)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \quad (20)$$

При этом должно выполняться условие $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Значение b'_f , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h$ — $1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки

при $h'_f \geq 0,1h - 6h'_f$;

при $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$;

при $h'_f < 0,05h$ - свесы не учитывают.

Пример 6. Дано: сечение размерами $b'_f = 400$ мм, $h'_f = 100$ мм, $b = 200$ мм, $h = 600$ мм, $a = 70$ мм; арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа), площадь ее сечения $A_s = 1964$ мм² (4Ø25), $A'_s = 0,0$; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент M

= 300 кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 600 - 70 = 530$ мм. Проверку прочности производим по условию (13), принимая $A'_s = 0,0$. Так как

$$R_s A_s = 355 \cdot 1964 = 697220 \text{ Н} > R_b b'_f h'_f = 14,5 \cdot 400 \cdot 100 = 580000 \text{ Н},$$

граница сжатой зоны проходит в ребре, и прочность сечения проверяем из условия (14).

Для этого по формуле (15) определим высоту сжатой зоны, приняв площадь свесов равной $A_{ov} = (b'_f - b)h'_f = (400 - 200) \cdot 100 = 20000 \text{ мм}^2$:

$$\chi = \frac{R_s A_s - R_b A_{ov}}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1964 - 14,5 \cdot 20000}{14,5 \cdot 200} = 140 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,531 \cdot 530 = 281 \text{ мм} \text{ (где } \xi_R$$

найденно из таблицы 1)

$$R_b b \chi (h_0 - 0,5 \chi) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5 h'_f) = 14,5 \cdot 200 \cdot 140 (530 - 0,5 \cdot 100) = 326 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 326 \text{ кНм} > M = 300 \text{ кНм},$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 7. Дано: сечение размерами $b'_f = 1500$ мм, $h'_f = 50$ мм, $b = 200$ мм, $h = 400$ мм, $a = 80$ мм; арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент $M = 260$ кНм.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $h_0 = 400 - 80 = 320$ мм. Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется. Проверим условие (18), принимая $A'_s = 0$:

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 14,5 \cdot 1500 \cdot 50 (320 - 0,5 \cdot 50) = 320,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 320,8 \text{ кН} > M = 260 \text{ кНм},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1500$ мм.

Вычисляем значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{260 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1500 \cdot 320^2} = 0,117 < \alpha_R = 0,39$$

т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 14,5 \cdot 1500 \cdot 320 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,117}) / 355 = 2446 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø28 ($A_s = 2463 \text{ мм}^2$).

Контрольные вопросы:

Расчетные схемы элемента таврового профиля: 2 случая? Как определить армирование растянутой зоны?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 9.

Тема: Конструирование и расчет сжатых элементов.

Цель: Научиться конструировать и рассчитывать сжатые элементы.

В процессе работы реальной конструкции всегда присутствуют случайные факторы, которые могут привести к смещению расчетной точки приложения силы N .

Кроме того, из-за неоднородных свойств бетона (разная деформативность и прочность даже в пределах одного сечения) напряжения в сечении становятся неодинаковыми, что также приводит к смещению продольной силы. Для центрально-растянутых элементов это не опасно, т.к. после образования трещин в них работает только арматура, напряжения в которой по достижении текучести выравниваются. В сжатых элементах даже небольшой эксцентриситет приводит к неравномерности нормальных напряжений и к искривлению продольной оси, что опасно в смысле потери устойчивости.

Поэтому различают 2 вида эксцентриситетов: расчетные и случайные. Расчетный эксцентриситет e_0 получают из статического расчета (рис. 4).

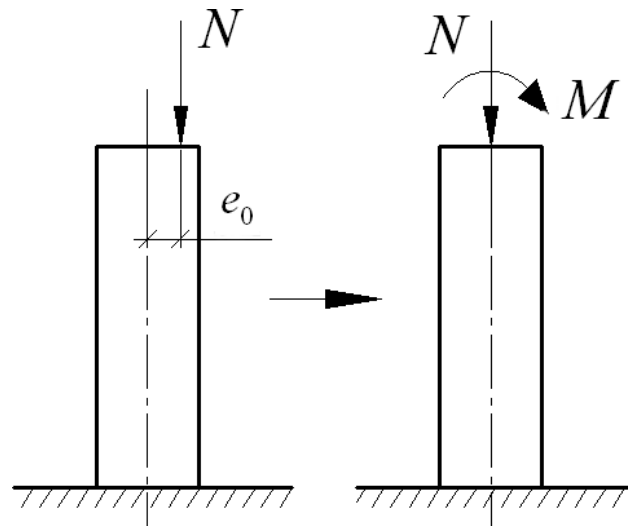


Рис 4. Внецентренно-сжатый элемент с расчетным эксцентриситетом

Случайный эксцентриситет e_a – величина неопределенная. Причиной возникновения могут являться неточность монтажа, неоднородное бетонирование, первоначальная кривизна элемента, случайные горизонтальные силы и другие случайные факторы. Случайный эксцентриситет принимают не менее $1/600$ длины элемента, не менее $1/30$ высоты его сечения и не менее 10 мм.

В статически-определимых системах: $e = e_0 + e_a$.

В статически-неопределимых: $e = e_0$, но не менее e_a .

К элементам со случайными эксцентриситетами относятся сжатые элементы ферм. В остальных случаях обычно эксцентриситеты имеют расчетную величину.

Внецентренно-сжатые элементы целесообразно выполнять с развитыми поперечными сечениями в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие В15 ÷ В30, арматуру классов А300, А400. Диаметр продольной стрежневой арматуры для

монолитных конструкций 12...40 мм. В качестве поперечной используют арматуру классов А240, Вр500.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в плоские и пространственные каркасы: сварные или вязанные, с жесткой или с гибкой арматурой (рис. 5).

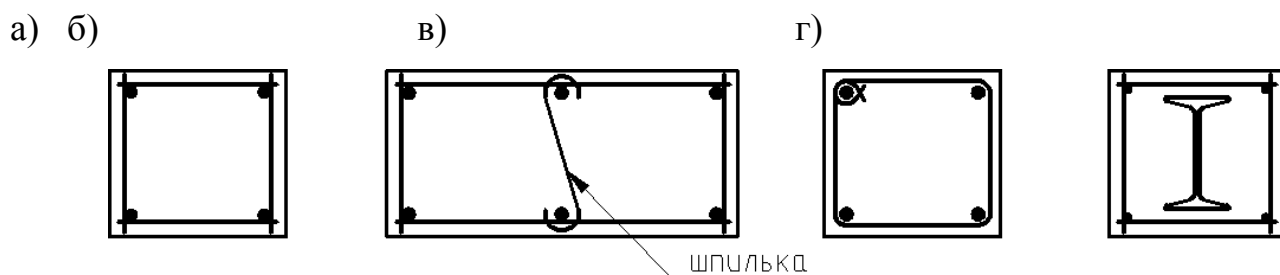


Рис 5. Примеры армирования сжатых элементов:

а – сварной каркас; б – сварной каркас с промежуточными стержнями; в – вязанный каркас; г – каркас с жесткой арматурой

Армирование для сжатых элементов может быть симметричным и несимметричным. Симметричное армирование применяется в случае действия случайного эксцентриситета, т.к. неизвестно, с какой стороны действующая сила будет расположена от линии центра тяжести. Также симметричное армирование применяется в случае действия изгибающих моментов разных знаков, близких по величине.

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой оценивают

коэффициентом армирования μ по формуле:
$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$$

Минимальная площадь сечения сжатой и растянутой продольной арматуры во внецентренно-сжатых элементах допускается равной, %:

0,05 при $\lambda < 17$; $\lambda = l_0 / i$.

0,1 при $17 \leq \lambda \leq 35$;

0,2 при $35 < \lambda \leq 83$;

0,25 при $\lambda > 83$.

Толщина защитного слоя для рабочих стержней a должна быть не менее диаметра стержней и не менее 20 мм.

Колонны сечением до 400×400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями (5, а), при расстояниях между рабочими стержнями более 400 мм, следует предусматривать промежуточные стержни (5, б).

Поперечные стрижки предотвращают боковое выпучивание рабочих стержней. Расстояние между ними s должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных – $15d$, но не более 500 мм (d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояние s округляют до 50 мм.

Применять очень гибкие сжатые элементы нерационально, поскольку их несущая способность сильно снижается вследствие большой деформативности.

Для колонн $\lambda = l_0 / i \leq 120$.

Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов

Существуют 2 расчетных случая.

1 случай ($\xi \leq \xi_R$). Внецентренно-сжатые элементы с большими эксцентриситетами продольной силы (рис. 6, а). Элемент ведет себя, как изгибаемый. Часть сечения растянута, имеет трещины, растягивающее усилие воспринимается арматурой. Часть сечения сжато вместе с арматурой. Разрушение начинается с достижения предела текучести в растянутой арматуре, завершается разрушением сжатой зоны бетона.

2 случай ($\xi > \xi_R$). Внецентренно-сжатые элементы с малыми эксцентриситетами (рис. 6, б). Сечение либо полностью сжато, либо большей частью. Всегда разрушается вследствие разрушения бетона сжатой зоны.

а) б)

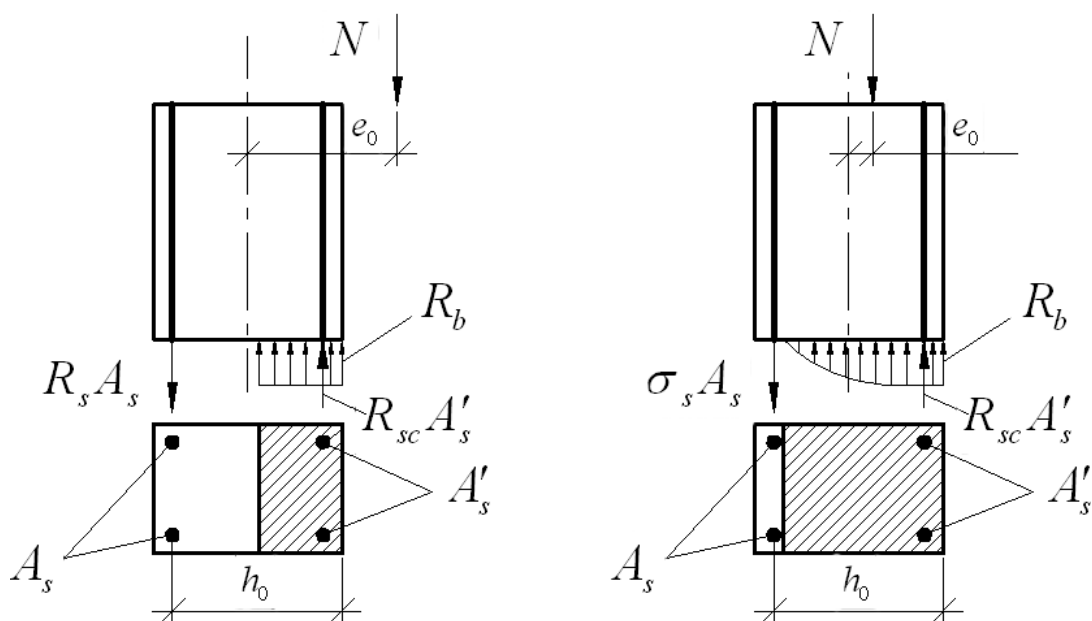


**Рис 6. Два расчетных случая внецентренно-сжатых элементов:
а – случай больших эксцентриситетов; б – случай малых эксцентриситетов.**

Случай больших эксцентриситетов (рис. 7, а).

Напряжения в арматуре и бетоне равны расчетным сопротивлениям:

$$\sigma_b = R_b; \quad \sigma_s = R_s; \quad \sigma_{sc} = R_{sc}.$$

Неизвестную высоту сжатой зоны бетона находят из уравнения равенству нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0 \Rightarrow x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b}; \quad (25)$$

Условие достаточной несущей способности:

$$M_{внеш} \leq M_{внутр}; \quad N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad e = e_0 + h/2 - a$$

При подборе арматуры неизвестны сразу 3 величины:

$$A_s, A'_s \text{ и } x. \text{ Принимаем } x = x_R; \quad \xi = \xi_R = \frac{x_R}{h_0}.$$

$$A_s = \frac{R_b \xi h + R_{sc} A'_s - N}{R_s}; \quad A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad (26)$$

Если при расчете $A'_s < 0$, арматурой нужно задаться из минимального процента армирования.

При симметричном армировании, когда $A_s = A'_s; R_s = R_{sc}:$

а) б)

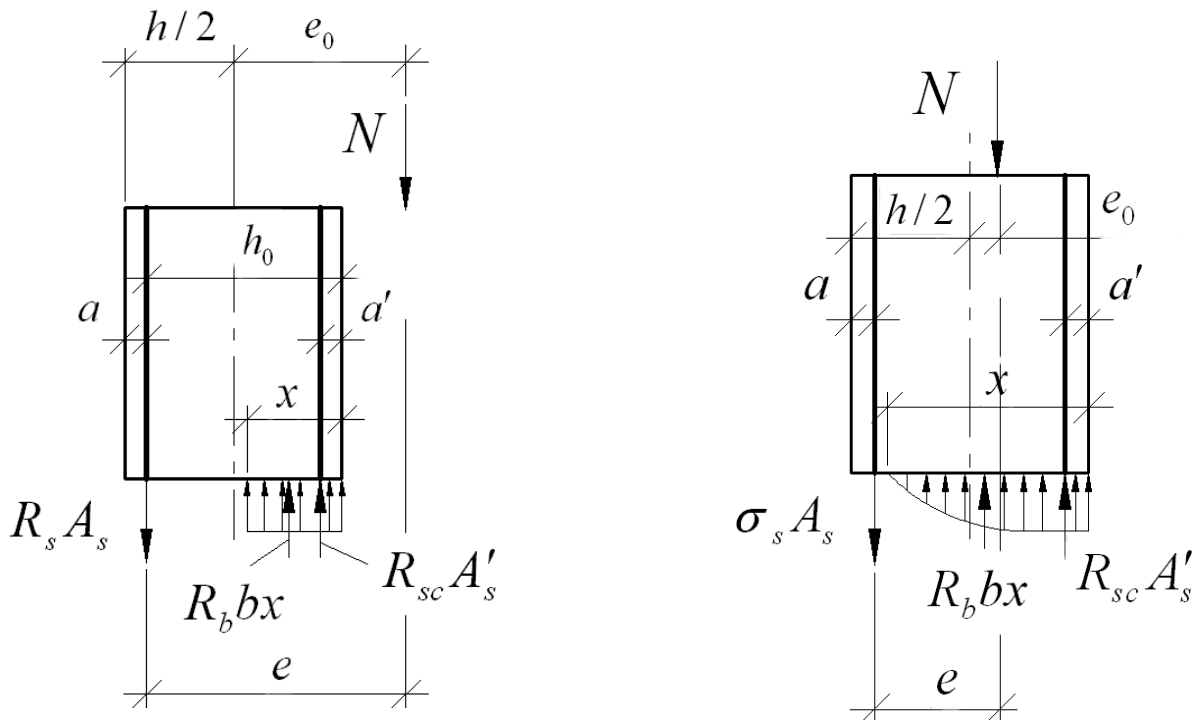


Рис 7. Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента: а – с большим эксцентриситетом, б – с малым эксцентриситетом.

$$N = R_b b x; \quad x = \frac{N}{R_b b}; \quad A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')}.$$

Если $A_s = A'_s < 0$, то $A_s = A'_s = \mu_{\min} b h_0$.

Случай малых эксцентриситетов (рис. 7, б).

Условие достаточной несущей способности:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad \text{или} \quad N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}); \quad (27)$$

Неизвестную высоту сжатой зоны бетона находят из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0; \quad (28)$$

Обычно в случае малых эксцентриситетов рационально симметричное армирование.

Пример 8. Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной рабочей арматуры сжатого элемента (рис. 8).

Дано: Размеры сечения $b = 400$ мм, $h = 400$ мм; расчетная длина $l_0 = 5400$ мм; бетон тяжелый класса В15; арматура класса А-400 из 8 стержней; расчетные усилия $N = 2218,5$ кН, $N_l = 1663,8$ кН.

Решение: $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 8,5 \cdot \gamma_{b2} = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{sc} = 365$ МПа; $A = 160000$ мм²; $l_0/h = 13,5$.

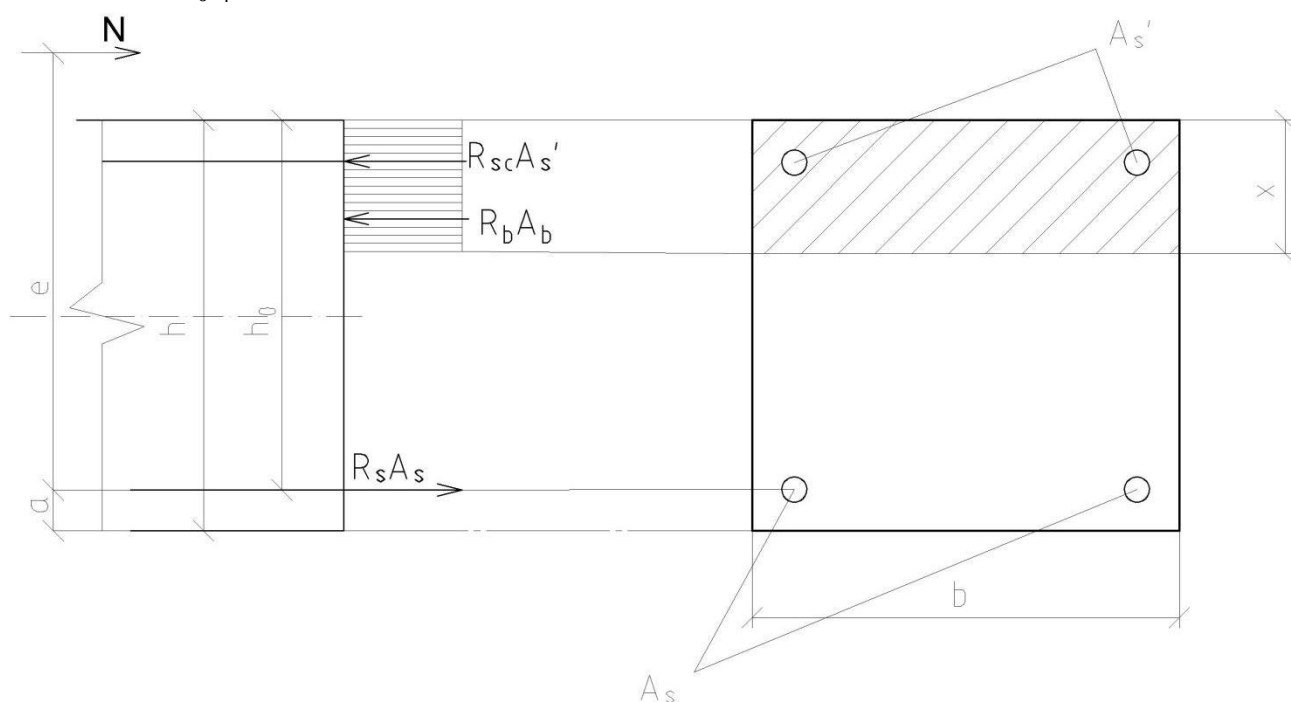


Рис 8. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его прочности

Расчет производим из условия

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}). \text{ где } \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}.$$

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{b^2 R_b A_b} \gamma, \text{ где } A_s - \text{площадь всей арматуры в сечении элемента};$$

Для l_0 $h = 13,5$ коэффициент армирования принимаем $\mu_{s,min} = 0,2 \%$.

$$A_s = 0,02 \times 160000 = 3200 \text{ мм}^2;$$

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{\gamma R A} = \frac{365 \cdot 3200}{7,65 \cdot 160000} = 0,95$$

$b^2 R_b A_b$

$\varphi_b = 0,849$, $\varphi_{sb} = 0,893$, так как $\alpha_s > 0,5$, то принимаем $\varphi = \varphi_{sb} = 0,893$.

$$A_s = \frac{N - \varphi R_b A_b}{\varphi R_{sc}} = \frac{2218,5 - 0,893 \cdot 7,65 \cdot 160000}{0,893 \cdot 365} = 3453 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 8Ø25, $A = 3927 \text{ мм}^2$.

$$N_{ult} = 0,893(7,65 \cdot 160000 + 365 \cdot 3927) = 2373 > 2218,5 \text{ кН}.$$

Контрольные вопросы:

Какие элементы относятся к сжатым?

Понятие случайного и расчетного эксцентриситета? Армирование сжатых элементов?

Какое напряжение возникает в арматуре при малых эксцентриситетах? Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента с большим эксцентриситетом? Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента с малым эксцентриситетом?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1, 3].

Дополнительная: [6, 7, 9, 10].

Практическое занятие 10.

Тема: Конструирование и расчет растянутых элементов.

Цель: Научиться конструировать и рассчитывать растянутые элементы.

Центрально растянутые элементы – это элементы, в нормальном сечении которых точка приложения продольной растягивающей силы N совпадает с точкой приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре.

К центрально растянутым элементам относятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм и другие элементы (в соответствии с рисунком 9).

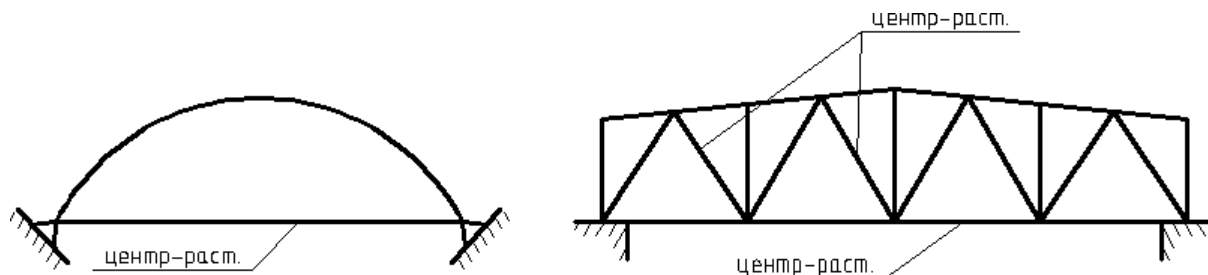


Рисунок 9. Центрально растянутые элементы

Центрально растянутые элементы проектируют, как правило, предварительно напряженными.

Основные принципы конструирования центрально-растянутых элементов:

- стержневую рабочую арматуру без предварительного напряжения соединяют по длине сваркой;
- стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях;
- растянутая предварительно-напряженная арматура в линейных элементах не должна иметь стыков;
- в поперечном сечении предварительно напряженную арматуру размещают симметрично (чтобы избежать внецентренного обжатия элемента);

Внецентренно растянутые элементы – это элементы, которые одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентренному растяжению силой N с эксцентриситетом $e_0 = M / N$ относительно продольной оси элемента. При этом различают 2 случая: когда продольная растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре, и положение, когда сила приложена за пределами данного расстояния.

К внецентренно растянутым элементам относятся нижние пояса безраскосных ферм и другие конструкции. Внецентренно-растянутые элементы армируют аналогично изгибаемым элементам, а при положении N в пределах сечения – аналогично армированию центрально растянутых элементов.

Внецентренно растянутые также обычно подвергаются предварительному напряжению, что существенно повышает их трещиностойкость.

Расчет прочности центрально растянутых элементов. Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины, и он выключится из работы, а в арматуре напряжения достигнут предела текучести.

Несущая способность центрально растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона:

$$N \leq R_s A_{s,tot}; \quad (29)$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению,
 $A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры.

Расчет прочности внецентренно растянутых элементов. Расчет должен производиться в зависимости от положения продольной силы N .

Случай малых эксцентриситетов (продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре (в соответствии с рисунком 10)).

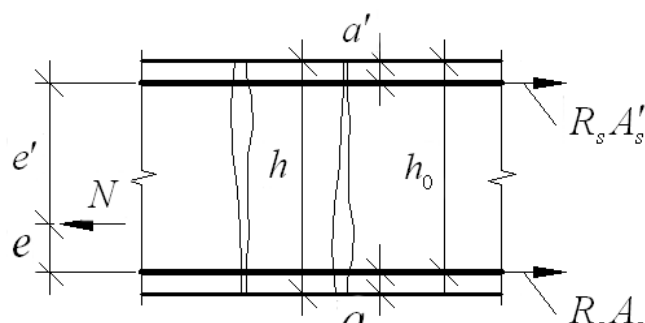


Рисунок 10. Расчетная схема внецентренно растянутого элемента с малым эксцентриситетом

В этом случае всё сечение растянуто. В предельном состоянии в бетоне образуются сквозные поперечные трещины. Бетон в работе не участвует. Разрушение элемента происходит, когда напряжения в продольной арматуре достигнут предельного значения:

$$Ne \leq R_s A_s' (h_0 - a'); \quad (30)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a'); \quad (31)$$

Случай больших эксцентриситетов (продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре (в соответствии с рисунком 11)).

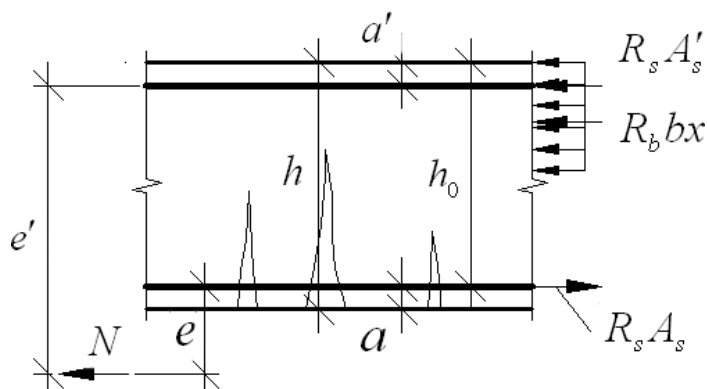


Рисунок 11. Расчетная схема внецентренно растянутого элемента с большим эксцентриситетом

Как и при изгибе, часть сечения сжата, а часть растянута. Вследствие образования трещин в бетоне растянутой зоны растягивающие усилия воспринимаются арматурой.

Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны, а также предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны:

$$Ne \leq R_b bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s(h_0 - a'); \quad (32)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется из условия $R_s A_s - R_{sc} A'_s - N = R_b bx$.

Если полученное значение $x > \xi_R h_0$, в условие прочности подставляется

Контрольные вопросы:

Понятие центрально растянутых элементов? Какие элементы относятся к растянутым?

Основные принципы конструирования центрально растянутых элементов? Расчетная схема внецентренно-растянутого элемента с большим эксцентриситетом?

Расчетная схема внецентренно растянутого элемента с малым эксцентриситетом?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1-5].

Дополнительная: [6-10].

Практическое занятие 11.

Тема: Основы расчета железобетонных конструкций по деформациям.

Цель: Научиться основам расчета железобетонных конструкций по деформациям.

Гибкий внецентренно сжатый элемент под влиянием момента прогибается,

вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 продольной силы N увеличивается (в соответствии с рисунком 12). При этом возрастает изгибающий момент, и разрушение происходит при меньшей продольной силе N .

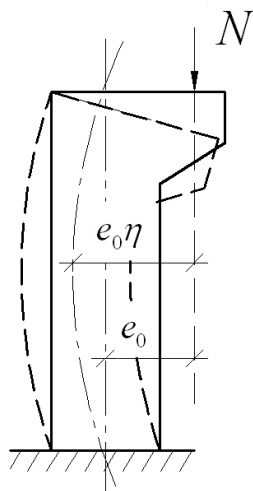


Рисунок 12. Учет влияния прогиба

Расчет таких элементов следует выполнять по деформированной схеме. Допускается рассчитывать гибкие внецентренно-сжатые элементы при гибкости $\lambda = l_0 / i > 14$ рассчитывать по приведенным выше формулам, но с учетом эксцентриситета, полученного умножением начального значения e_0 на коэффициент $\eta > 1$.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (33)$$

где N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле:

$$N_{cr} = \frac{6,4E I}{l_0^2 \varphi_p} + \frac{0,11}{\delta} \frac{I}{s} + \alpha I, \quad (34)$$

где l_0 – расчетная длина элемента;

δ_e - коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее
 $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01R$, R - в МПа;

φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равный $\varphi = 1 + \beta \frac{M_l}{M}$, но не более

$\varphi_l = 1 + \beta$, где β - коэффициент, зависящий от вида бетона, M_l и M - моменты относительно оси, проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры, соответственно от действия постоянных и длительных нагрузок и от действия полной нагрузки;

φ_p - коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента, при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой определяется по формуле: $\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp} e_0}{R_b h}$, где σ_{bp}

определяется при $\gamma_{sp} < 1$, R_b принимается без учета коэффициентов условий работы бетона; e_0/h принимается не более 1,5; $\alpha = E_s / E_b$.

Пример 9. Определим кривизну в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок, так как прогиб ограничивается эстетическими требованиями.

Момент в середине пролета равен $\gamma_n M_{max} = 0,95 \cdot 79,58 = 75,6$ кНм.

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды выше 40 %, кривизну на участках с трещинами допускается определять по [9].

Коэффициент армирования при $h_0 = h - a = 450 - 35 = 415$ мм равен

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{760}{170 \cdot 415} = 0,011.$$

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности ($W = 40 \div 75$ %) коэффициент приведения арматуры равен

$$\alpha_{s1} = \frac{560}{R_{b,ser}} = \frac{560}{15} = 37,3.$$

Из табл. Прил. 9 при $\mu \cdot \alpha_{s1} = 0,011 \cdot 37,3 = 0,41$ и

$$\mu' = \frac{(b' - b) \cdot h'}{b \cdot h_0} + \frac{A' \cdot \alpha}{b \cdot h_0 \cdot s1} = \frac{(1265 - 170) \cdot 50}{170 \cdot 415} + \frac{157}{170 \cdot 415} \cdot 20 = 0,778$$

находим $\phi_1 = 0,56$, а из табл. Прил. 9 при $\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{s,ser}} = \frac{300}{15} = 20$,

$\mu \alpha_{s1} = 0,015 \cdot 20 = 0,3$, $\mu' = 0,78$ и $\mu_f = 0$, $\phi_2 = 0,25$.

Тогда

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\max} = \frac{M - \phi b h^2 R}{\phi E A h^2} = \frac{75600000 - 0,25 \cdot 170 \cdot 450^2 \cdot 1,35}{0,56 \cdot 200000 \cdot 760 \cdot 415^2} = 4,36 \cdot 10^{-6}$$

Прогиб определим по [9], принимая $S = \frac{5}{48}$:

$$f = S \cdot l^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max} = \frac{5}{48} \cdot 6020^2 \cdot 4,36 \cdot 10^{-6} = 16,48 \text{ мм.}$$

Согласно [6] предельно допустимый прогиб по эстетическим требованиям для пролета $l = 6$ м равен $f_{ult} = 1/200 = 30$ мм $> 16,48$ мм, т. е. условие (4.30) [6] выполняется.

Примечание. Если расчетный прогиб превышает предельно допустимую величину, то для его уменьшения следует увеличить высоту продольных ребер до размера, кратного 5 см, и уточнить расчет прочности и прогиба продольных ребер панели. Возможно также повышение класса бетона.

Контрольные вопросы:

Понятие расчетного и предельно допустимого прогиба элемента? Гибкий внецентренно-сжатый элемент, понятие, примеры?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1-3].
Дополнительная: [6, 7, 9-10].

Практическое занятие 12.

Тема: Железобетонные конструкции зданий.

Цель: Изучить особенности расчета и конструирования плоских перекрытий.

Перекрытия в жилых, общественных и производственных зданиях делают в основном железобетонными. По способу возведения железобетонные перекрытия делят на монолитные, сборные и сборно-монолитные. По конструктивной схеме их подразделяют на *балочные* и *безбалочные*. Балочные состоят из балок, идущих в одном или двух направлениях, и опирающихся на них плит; безбалочные не содержат балок, а плиты этих перекрытий опираются непосредственно на колонны. С учетом конструктивной схемы и способов возведения существует следующая классификация железобетонных перекрытий: ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами; ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру; балочные сборные панельные перекрытия; балочные сборно-монолитные перекрытия; безбалочные монолитные перекрытия; безбалочные сборные перекрытия.

Компоновка конструктивной схемы. Ребристые монолитные перекрытия состоят из балок, расположенных по одному или двум направлениям, и плиты, соединенной с балками в одно монолитное целое. Балки одного направления обычно опираются на промежуточные опоры — колонны, которые называют *главными*, пролет этих балок — 5...8 м. В перпендикулярном направлении на главные балки опираются *второстепенные*; расстояние между ними или пролет опертых на них плит составляет 1,8...2,8 м. Пролеты второстепенных балок 4...7 м. Сборные балочные перекрытия состоят из плит (панелей) и ригелей, расположенных вдоль или поперек здания. Нагрузка от плит передается на ригели. Ригели могут опираться на колонны (здания с полным каркасом) или на внутренние колонны и наружные стены (в зданиях с неполным каркасом).

Проектирование перекрытий включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет панелей, ригелей, узлов сопряжения их с колоннами, конструирование и т. п. Компоновка состоит из разбивки здания на температурные блоки, выбора сетки колонн, направления ригелей, типа и ширины панелей. Это делается с учетом технологического характера (назначения) здания, величины нагрузок, требований по обеспечению пространственной жесткости здания и экономичности конструктивного решения. При выборе сетки колонн должны соблюдаться требования типизации и унификации. Направление ригелей может быть поперечным или продольным — вдоль здания. При поперечном

размещении ригелей здания имеют наибольшую жесткость в этом направлении, что важно при проектировании многоэтажных сооружений. Для выбора конструктивной схемы перекрытия разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем и из них по экономическим показателям выбирают оптимальный. Наибольший расход бетона в перекрытии (около 65%) приходится на панели, поэтому разработка их рациональных решений имеет особо важное значение.

Пример 10. Требуется подобрать арматуру в монолитной плите перекрытия. С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты $q = (g + \nu) \gamma_n = 9,16 - 0,95 = 8,70$ кН/м.

Расчет. Определим изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий (рис. 2.6): в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \frac{ql_{02}^2}{16} = \frac{8,70 \times 2,2^2}{16} = 2,62 \text{ кН} \times \text{м};$$

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = \frac{ql_{01}^2}{11} = \frac{8,70 \times 1,91^2}{11} = 2,88 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Так как для плиты отношение $\frac{h}{l_{02}} = \frac{80}{2200} = \frac{1}{28} > \frac{1}{30}$, то в средних пролетах,

окаймленных по всему контуру балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20%, т. е. они будут равны $0,8 \times 2,62 = 2,10$ кН × м.

Определим характеристики прочности бетона с учетом заданной влажности окружающей среды.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В15, $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 8,5 \times 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \times 0,9 = 0,675$ МПа; $E_b = 23000$ МПа.

Выполним подбор сечений продольной арматуры сеток.

В средних пролетах окаймленных по контуру балками и на опорах:

$$h_0 = h - a = 80 - 12,5 = 67,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{2,10 \times 10^6}{7,65 \times 1000 \times 67,5^2} = 0,059;$$

по приложениям 10, 11 находим $\zeta = 0,061 < \zeta_R = 0,652$, $\zeta = 0,969$, тогда

$$R_s A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h_0} = \frac{2,10 \times 10^6}{0,969 \times 67,5} = 32087 \text{ Н};$$

принимаем сетку С1 номер 37 марки $\frac{4Bp1-100}{3Bp1-200} 2940$ с фактической несущей способностью продольной арматуры $R_s A_s = 46930 \text{ Н} > 32087 \text{ Н}$.

Контрольные вопросы:

Как подразделяются перекрытия по способу возведения? Как подразделяются перекрытия по конструктивной схеме?

Как выполняется компоновка конструктивной схемы перекрытия?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1-3].
Дополнительная: [6, 7, 9-10].

Практическое занятие 13.

Тема: Каменные конструкции зданий.

Цель: Изучить особенности расчета каменных столбов и простенков на центральное и внецентренное сжатие.

При центральном сжатии напряжения по сечению элемента распределяются равномерно (рис. 13, а). Разрушение таких элементов происходит в зависимости от их гибкости: коротких элементов – в результате исчерпания прочностных свойств кладки, длинных элементов – в результате потери устойчивости при критических напряжениях, меньших предела прочности кладки R_u .

Расчет прочности центрально сжатых элементов каменных конструкций следует производить по формуле:

$$N \leq m_g \varphi R A; \quad (35)$$

где N – расчетная продольная сила;

m_g – коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов на их несущую способность при длительной нагрузке;

φ – коэффициент продольного изгиба;

R – расчетное сопротивление кладки сжатию;

A – площадь сечения элемента.

Коэффициент φ зависит от характеристики упругих свойств кладки α и гибкости элемента $\lambda = l_0/i$ (или для прямоугольного сечения от отношения ($\lambda = l_0/h$). Значения i и h в этих отношениях представляют собой наименьший радиус инерции или размер.

Коэффициент m_g отражает влияние ползучести при длительном действии нагрузки:

$$m_g = 1 - \eta (N_g / N); \quad (36)$$

где η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида кладки,

N_g – расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки. Для прямоугольного сечения при $h \geq 30$ см и для сечений любой формы с радиусом инерции $i \geq 8,7$ см, коэффициент $m_g = 1$.

Расчетные высоты стен и столбов l_0 при определении коэффициента продольного изгиба φ в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать:

а) при шарнирном опирании на неподвижные в горизонтальном направлении опоры, что имеет место в жилых и общественных зданиях, $l_0 = h$ (рис. 13, а);

б) при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре: для однопролетных зданий $l_0 = 1,5H$, для многопролетных $l_0 = 1,25H$ (рис. 13, б);

в) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями – с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8H$ (H – расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами в свету) (рис. 13, в).

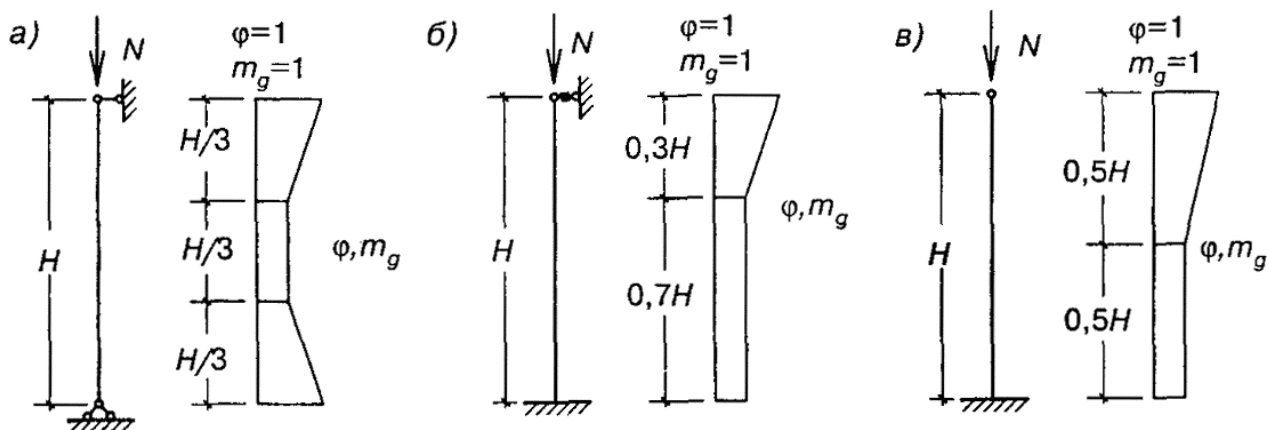


Рисунок 13 – К расчету элемента на центральное сжатие:
а – шарнирные опоры, б – защемление и шарнирная опора, в – консоль.

Для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры и имеющих расчетную высоту, $l_0=H$, при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0 , значения коэффициентов φ и m_g следует принимать постоянными и равными расчетным значениям φ и m_g , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях l_0 коэффициенты φ и m_g увеличивают по линейному закону до 1 на опорах (рис. 4 б). Изменение значений коэффициентов φ и m_g для других схем опирания дано на рис. 4 в, г. Подбор сечений центрально-сжатых неармированных элементов производят с помощью последовательных приближений. Задаваясь маркой и видом камня и раствора по нормам, находят расчетные сопротивления камня сжатию. Приняв в первом приближении $m_g=1$, $\varphi=0,9$, вычисляют размеры столба или стены. По найденным размерам определяют гибкость элемента, затем уточняют значения m_g и φ и производят повторный расчет.

Пример 11. Расчет несущей способности участка несущей стены здания с жесткой конструктивной схемой.

К участку стены прямоугольного сечения приложена расчетная продольная сила $N = 165$ кН (16,5 тс), от длительных нагрузок $N_g = 150$ кН (15 тс), кратковременных $N_{st} = 15$ кН (1,5 тс). Размер сечения

0,24×1,00 м, высота этажа 3 м, нижние и верхние опоры стены - шарнирные, неподвижные. Стена запроектирована из газобетонных блоков двухрядной разрезки, смонтированных на растворе проектной марки М50; газобетон вида А плотностью 8 кН/м³ (800 кгс/м³) проектной марки по прочности М50. Расчетная установившаяся влажность газобетона $W = 10\%$ (по массе).

Требуется проверить несущую способность элемента стены в середине высоты этажа при возведении здания в летних условиях.

Для несущих стен толщиной 0,24 м следует учитывать случайный эксцентриситет $e_a = 0,02$ м. Следовательно, продольная сила будет действовать с эксцентриситетом $e_0 = e_{0g} = e_a = 0,02$ м. Расчет производим по формуле:

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega$$

Находим геометрические характеристики сечения. Площадь сечения элемента:

$$A = 0,24 \times 1,0 = 0,24 \text{ м}^2.$$

Площадь сжатой части сечения по формуле:

$$A_c = A (1 - 2e_0/h) = 0,24(1 - 2 \times 0,02/0,24) = 0,2 \text{ м}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета:

$$y = h/2 = 0,24/2 = 0,12 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление сжатию кладки R по с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,8$, равно:

$$R = 1,5 \times 1,1 \times 0,8 = 1,32 \text{ МПа (13,2 кгс/см}^2\text{)}.$$

Расчетная длина элемента равна:

$$l_0 = H = 3 \text{ м}.$$

Гибкость элемента равна:

$$A_h = l_0/h = 3/0,24 = 12,5.$$

Упругая характеристика кладки α , равна:
 $\alpha = 750$

Коэффициент продольного изгиба φ определяем:

$$\varphi = 0,775.$$

Гибкость сжатой части сечения

$$\Lambda_{hc} = H/h_c = H / (h - 2e_0) = 3 / (0,24 - 2 \times 0,02) = 15$$

Коэффициент продольного изгиба сжатой части сечения:

$$\varphi_c = 0,705.$$

Определяем коэффициент φ_1 :

$$\varphi_1 = \varphi + \varphi_c = \frac{775 + 0,705}{2} = 0,74$$

Коэффициент ω для ячеистого бетона принимается равным 1,0. Коэффициент η при $\Lambda_{hc} = 15$, принимаем равным 0,115.

Коэффициент m_g равен:

$$m_g = 1 - \eta (N_g / N) (1 + 1,2 e_{0g}/h) = 1 - 0,115 \times 150/165 (1 + 1,2 \times 0,02/0,24) = 0,885$$

Расчетная несущая способность участка стены N_{cc} равна

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 0,885 \times 0,74 \times 1,32 \times 10^3 \times 0,2 \times 1 = 172,9 \text{ кН (17,29 тс)}.$$

Расчетная продольная сила N меньше N_{cc} :

$$N = 165 \text{ кН} < N_{cc} = 172,9 \text{ кН}.$$

Следовательно, стена удовлетворяет требованиям по прочности. Эксцентриситет $e_0 = 0,02$ м, что меньше $0,7y = 0,7 \times 0,12 = 0,084$ м, поэтому не следует производить расчет по раскрытию трещин.

Контрольные вопросы:

От чего происходит разрушение кирпичных стен и столбов при центральном сжатии?

Как определяются расчетные высоты стен и столбов?

Последовательность расчета несущей способности участка стены здания жесткой конструктивной схемой?

Практическое занятие 14.

Тема: Расчет по прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям.

Цель: Научиться рассчитывать прочность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия

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

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по прочности на действие поперечной силы приведена на черт. 4.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c},$$

где $M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2$.

Значение Q_b принимают не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $0,5R_{bt}bh_0$

Усилие Q_{sw} определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0,$$

где q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w},$$

c_0 – длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$.

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие $q_{sw} \geq 0,25R_{bt}b$.

Значения c в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $3h_0$.

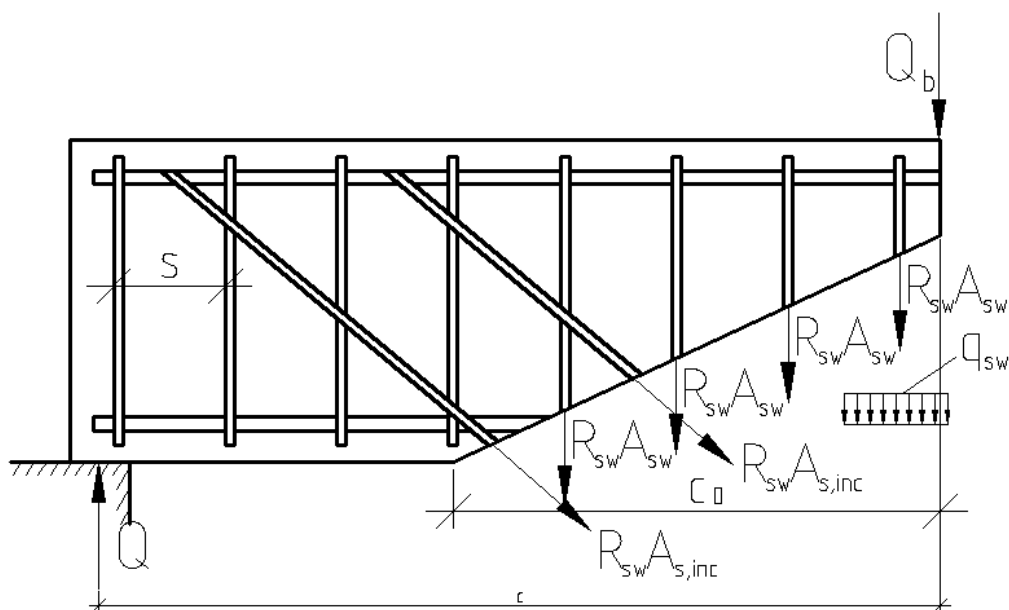


Рис. 15. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по прочности на действие поперечной силы

При действии сосредоточенных сил значения c принимают равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил, а также равным $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw}}}$ но не меньше h_0 , если это значение меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q невыгоднейшее значение c принимают равным $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$, а если при этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} \text{ или } \frac{q_{sw}}{R_{bt}b} > 2, \text{ следует принимать } c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} \text{ где значение } q_1$$

определяют следующим образом

- а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q , $q_1 = q$;
- б) если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру M от любой фактически временной нагрузки), $q_1 = q - 0,5q_v$. При этом значение Q принимают равным $Q_{\max} - q_1 c$, где $Q_{\max}$ - поперечная сила в опорном сечении.

Пример 12. Дано: Свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения $b = 200$ мм, $h = 400$ мм, $h_0 = 370$ мм; хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$) с шагом $s_w = 150$ мм; арматура класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа); бетон класса В25 ($R_{bt} = 1,05$ МПа), временная эквивалентная по моменту нагрузка $q_v = 36$ кН/м, постоянная нагрузка $q_8 = 14$ кН/м; поперечная сила на опоре $Q_{\max} = 137,5$ кН.

Требуется проверить прочность наклонных сечений.

Расчет. Проверку прочности наклонных сечений производим по формуле $Q \leq Q_b + Q_{sw}$. Определим интенсивность хомутов $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114,5 \text{ Н/мм}$.

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{114,5}{1,05 \cdot 200} = 0,545 > 0,25$, условие выполняется, хомуты учитываем

полностью и значение M_b определяем по формуле

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 370^2 = 4,312 \cdot 10^7 \text{ Нмм}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q_8 + 0,5 q_v = 14 + 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м}$$

$$\text{Поскольку } \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4,312 \cdot 10^7}{32}} = 1161 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 370}{1 - 0,5 \cdot 0,545} = 1017 \text{ мм},$$

значение c принимаем равным $1161 \text{ мм} > 2h_0 = 740 \text{ мм}$. Тогда $c_0 = 2h_0 = 740 \text{ мм}$ и $Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 114,5 \cdot 740 = 63548 = 63,55 \text{ кН}$;

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4,312 \cdot 10^7}{1161} = 37140 \text{ Н} = 37,14 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 137,5 - 32 \cdot 1,161 = 100,35 \text{ кН}$$

Проверяем условие $Q_b + Q_{sw} = 37,14 + 63,55 \text{ кН} > Q = 100,35 \text{ кН}$,

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Контрольные вопросы:

Условие прочности наклонных сечений?

Какие факторы и как влияют на положение критической наклонной трещины? Какие виды расчетов необходимо выполнить для проверки прочности конструкции по наклонному сечению?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1].

Дополнительная: [6, 7, 9].

Практическое занятие 15.

Тема: Подбор и конструирование поперечного армирования по наклонным сечениям.

Цель: Изучить особенности подбора и расчета поперечной арматуры для изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям.

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} , определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях s_i от опоры, для каждого i -го наклонного сечения с длиной проекции s_i не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение $q_{sw(i)}$ определяется следующим образом в зависимости от коэффициента α_i

$= c_i / h_o$, принимаемого не более 3:

если

$$\varepsilon_i = \frac{Q_i}{R_{bt} b h_o} \leq \varepsilon_{\pi i} = \frac{1,5}{a_i} + 0,1875 a_{0i}, \quad q_{sw(i)} = 0,25 R_{bt} b \frac{\varepsilon_{\pi i}}{\varepsilon_i}$$

если

$$\varepsilon_i > \varepsilon_{\pi i} \quad q_{sw(i)} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_i - 1,5 / a_i}{0,75 a_{0i}}$$

где a_{0i} - меньшее из значений a_i и 2;

Q_i - поперечная сила в i -ом нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры;

окончательно принимается наибольшее значение q_{sw} ,

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$ следующим образом:

если $Q_{bi} \geq 2M_b/h_o - Q_{max}$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}$$

если $Q_{bi} < 2M_b/h_o - Q_{max}$.

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5h_o}$$

при этом, если $Q_{b1} < R_{bt} b h_o$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - 0,5 R_{bt} b h_o - 3h_o q_1}{1,5h_o},$$

В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию, его следует вычислять по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} / h_o + 8q_1}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{Q_{max} / h_o + 8q_1}{1,5}\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{1,5h_o}\right)^2} - \frac{Q_{max} / h_o - 3q_1}{3,5}.$$

и принимать не менее

3.34. При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} до q_{sw2}

(например, увеличением шага хомутов) следует проверить условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$

при значениях c , превышающих l_1 - длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} (черт. 5). При этом значение Q_{sw} принимается равным:

если $c < 2h_o + l_1$,

$$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)];$$

если $c > 2h_o + l_1$,

$$Q_{sw} = 1,5q_{sw2}h_o,$$

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} принимается не менее значения l_1 , определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

- если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75q_{sw1}c_0 - Q_{\max} + q_1c}{\Delta q_{sw}}$$

где $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_0$

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw1}}{R_{bt}b}}, \quad c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + 0,75q_{sw2}}};$$

при этом, если

- если $\Delta q_{sw} \geq q_1$

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b.min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0$$

$$Q_{b.min} = 0,5R_{bt}bh_0$$

Если для значения q_{sw2} не выполняется условие $q_{sw} \geq 0,25R_{bt}b$, длина l_1 вычисляется

при скорректированных значениях $M_b = 6h_0^2q_{sw}$ и $Q_{b.min} = 2h_0q_{sw2}$; при этом сумма $(Q_{b.min} + 1,5q_{sw}h_0)$ в формуле

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b.min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0$$

принимается не менее нескорректированного значения $Q_{b.min}$

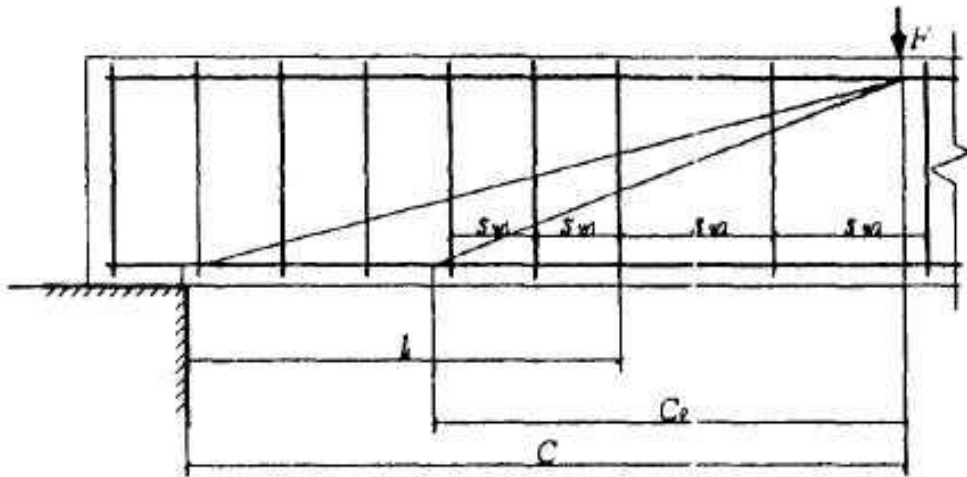


Рис. 16. К расчету наклонных сечений при изменении интенсивности хомутов

3.35. Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q}$$

Пример 13. Дано: свободно опертая балка перекрытия пролетом $l = 5,5$ м; полная равномерно распределенная нагрузка на балку $q = 50$ кН/м; временная эквивалентная нагрузка $q_v = 36$ кН/м; размеры поперечного сечения $b = 200$ мм, $h = 400$ мм; $h_0 = 370$ мм; бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75$ МПа); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить, на каком расстоянии и как может быть увеличен шаг хомутов.

Расчет. Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{50 \cdot 5,5}{2} = 137,5 \text{ кН}$$

Определим требуемую интенсивность хомутов приопорного участка.

По определяем M_b

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 370^2 = 30,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Согласно

$$q_1 = q - 0,5q_{vt} = 50 - 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{30,8 \cdot 10^6 \cdot 32} = 62760 \text{ Н}$$

Так как $2M_b/h_0 - Q_{\max} = 2 \cdot 30,8 \cdot 10^6 / 370 - 137500 = 28986 \text{ Н} < Q_{b1} = 62790 \text{ Н}$, интенсивность хомутов определяем по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{137500^2 - 62790^2}{3 \cdot 30,8 \cdot 10^6} = 161,9 \text{ Н/мм}$$

Шаг хомутов s_w у опоры должен быть не более $h_0/2 = 185$ и 300 мм, а в пролете - $0,75h_0 = 271$ и 500 мм. Максимально допустимый шаг у опоры равен

$$s_{w,\max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 200 \cdot 370^2}{137500} = 149,3 \text{ мм} \approx 150 \text{ мм},$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_{w1} = 150$ мм, а в пролете 250 мм. Отсюда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw}s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{161,9 \cdot 150}{170} = 142,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении два хомута по 10 мм ($A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$).

Таким образом, принятая интенсивность хомутов у опоры и в пролете соответственно равны:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 157}{150} = 177,9 \text{ Н/мм}$$

$$q_{sw2} = \frac{170 \cdot 157}{250} = 106,7 \text{ Н/мм}$$

Проверим условие:

$$0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 200 = 37,5 \text{ Н/мм} < q_{sw1} \text{ и } 37,5 < q_{sw2}$$

Следовательно, значения q_{sw1} и q_{sw2} не корректируем.

Определим, длину участка l_1 с интенсивностью хомутов q_{sw1} . Так как $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(177,9 - 106,7) = 53,4 \text{ Н/мм} > q_1 = 32 \text{ Н/мм}$, значение l_1 вычислим, приняв $Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 55500 = 27750 \text{ Н}$

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 = \frac{137500 - (27750 + 1,5 \cdot 106,7 \cdot 370)}{32} - 2 \cdot 370 = 839 \text{ мм}$$

Принимаем длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 150$ мм равной $0,9$ м.

Контрольные вопросы:

Как определить шаг поперечной арматуры на приопорном участке?

Какие случаи сопротивления железобетонной конструкции по наклонному сечению возможны и при каких условиях они реализуются?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1].
Дополнительная: [6, 7, 9].

Практическое занятие 16.

Тема: Расчет железобетонных фундаментов.

Цель: Научиться рассчитывать отдельностоящие железобетонные монолитные фундаменты под колонну.

Под центрально-нагруженными понимают фундаменты, испытывающие воздействие внешней силы N , приложенной по отношению к центральной оси фундамента с эксцентриситетом $e_0 \leq e_a$ (чертеж 6 а). Центрально-нагруженные фундаменты обычно выполняют квадратными в плане, за исключением случаев, когда они не могут быть развиты во все стороны из-за близости других подземных сооружений.

По форме они могут быть *ступенчатыми* (чертеж 6 а, в) или *пирамидальными* (см. чертеж 6 б). Последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже. Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента располагают на 15 см ниже уровня чистого пола. Устанавливают фундаменты на естественный грунт, бетонную, щебеночную или песчаную подготовку толщиной 10 см.

По способу изготовления различают фундаменты *сборные* и *монолитные*. Технико-экономическое сравнение показывает, что стоимость монолитных фундаментов, как правило, ниже сборных. Применение сборных фундаментов целесообразно для полносборного строительства, при большой повторяемости элементов, а также при строительстве удаленных объектов. Сборные фундаменты позволяют сократить сроки строительства, облегчают проведение работ в зимних и сложных гидрогеологических условиях. Если масса сборного фундамента не соответствует грузоподъемности кранов, то его можно монтировать из отдельных блоков. Однако такой вариант менее экономичен по сравнению с фундаментами, состоящими из единого элемента.

Сборные фундаменты проектируют под сборные колонны, а монолитные – под сборные и монолитные. Сборные колонны жестко заделываются в специальные гнезда-стаканы, оставленные в теле фундамента при бетонировании. Колонны в стакане закрепляют заливкой цементного раствора между стенкой и колонной. Стенки стакана допускается не армировать, если толщина их сверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана. Если эти условия не выполняются, то стенки стакана следует армировать продольной и поперечной арматурой, диаметр которой принимают не менее 8 мм.

Соединение колонны с фундаментом в монолитном железобетоне осуществляется стыкованием продольной арматуры колонны с выпусками стержней той же площади сечения из фундамента (см. чертеж 6 в). Выпуски арматуры фундамента стыкуются с арматурой колонны с помощью сварки или внахлестку без сварки, при этом стыки устраивают выше уровня пола. В пределах фундамента выпуски арматуры соединяют в каркасы хомутами и доводят до бетонной подготовки. Центрально-нагруженные фундаменты армируют сварными сетками из стержней периодического профиля классов А300, А400 с одинаковой арматурой в двух

направлениях. Размеры ячеек сетки обычно принимают 100...200 мм, диаметр стержней – не менее 10 мм. Если размер стороны фундамента составляет 3 м и более, то длину половины стержней принимают равной 0,8l (l – размер длинных стержней). Короткие и длинные стержни укладывают через один. Минимальная толщина защитного слоя при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке 35 мм, при ее отсутствии 70 мм, для сборных фундаментов 30 мм.

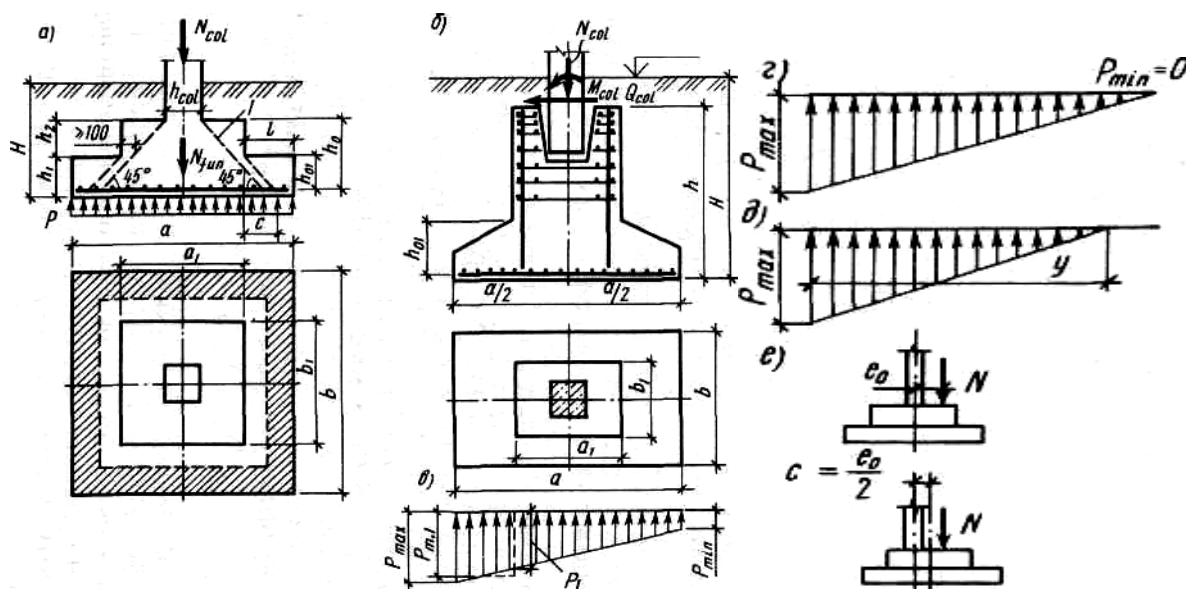


Рис. 17. К расчету отдельных фундаментов

а – центрально-нагруженных; *б* – внецентренно нагруженных; *в...д* – максимальное краевое давление фундамента на грунт соответственно в зданиях с мостовым краном грузоподъемностью более 75 т, менее 75 т и без кранов-е – пример уменьшения эксцентриситета путем смещения фундамента относительно колонны

Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания (определяют форму и размеры подошвы) и тела фундамента (высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры).

Примеры расчета

Пример 14. Дано:

- грунты основания – пески средней плотности, условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,35$ МПа;
- бетон тяжелый класса В20, $R_{bt} = 0,90$ МПа;
- арматура класса А400;
- вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_m = 20$ кН/м³;
- глубина заложения фундамента $H_1 = 135$ см;
- расчетное усилие, передающееся с колонны на фундамент, $N = 2022,6$ кН;
- усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$.

Решение:

Высоту фундамента принимаем равной 120 см (кратной 30 см).

Нормативное усилие с учетом коэффициента надежности по нагрузке

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

Определим размер 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:

$$A = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m H_1},$$

где N_n – нормативное усилие, передающееся с колонны на фундамент;

R_0 – условное давление на грунт, зависящее от вида грунта;

γ_m – усредненная нагрузка от единицы объема фундамент и грунта на его уступах, $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$;

H_1 – глубина заложения фундамента.

$$A = \frac{1758,8}{0,35 \times 10^3 - 20 \times 1,35} = 5,41 \text{ м}^2.$$

Размер стороны квадратной подошвы:

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

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

Давление на грунт от расчетной нагрузки:

$$p = \frac{N}{A} = \frac{2022,6}{2,4 \times 2,4} = 351,1 \text{ кН/м}^2.$$

Рабочая высота из условия продавливания по подколоннику:

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + 0,5 \sqrt{\frac{N}{\gamma_{b2} R_{bt} + p}},$$

где h_c, b_c – размеры подколонника.

$$h_0 = -0,25(1,2 + 1,2) + 0,5 \sqrt{\frac{2022,6}{(0,9 \times 0,9 \times 10^3 + 351,1)}} = -0,6 + 0,5 \times 1,32 = 0,1 \text{ м.}$$

Полная высота фундамента устанавливается из условий:

1) продавливания:

$H = h_0 + 0,04 = 0,1 + 0,04 = 0,14 = 14 \text{ см}$ – высота части фундамента под подколонником;

2) заделки колонны в фундаменте:

$H = 1,5h_{col} + 25 = 1,5 \times 40 + 25 = 85 \text{ см}$ (меньше высоты подколонника);

3) анкеровки сжатой арматуры:

$$H = 24d + 25 = 24 \times 2,2 + 25 = 52,8 + 25 = 77,8 \text{ см.}$$

Принимаем полную высоту фундамента 120 см , в том числе высота подколонника 90 см , монолитной части 30 см . Если высота части фундамента под подколонником получится больше 30 см , следует ее принять равной 60 см (две ступени по 30 см).

Проверяем, отвечает ли рабочая высота нижней части (или нижней ступени) $h_{02} = 30 - 4 = 26 \text{ см}$ условию прочности при действии поперечной силы без поперечного армирования в наклонном сечении. Для единицы ширины этого сечения ($b = 100 \text{ см}$) должно выполняться условие:

$$pl \leq 0,6\gamma_{b2} R_{bt} h_{02} b.$$

Поперечная сила от давления грунта в сечении по грани подколонника:

$$Q = pl = 0,5(a - a_1 - 2h_0)p,$$

где a – размер подошвы фундамента;
 a_1 – размер подколонника;
 h_0 – рабочая высота фундамента;
 p – давление на грунт от расчетной нагрузки.

$$Q = 0,5(2,4 - 1,2 - 2 \times 0,26) \times 351,1 = 119,4 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая нижней ступенью фундамента без поперечного армирования:

$$Q = 0,6\gamma_{b2}R_{bt}h_{02}b = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 10^3 \times 0,26 \times 1,0 = 126,4 \text{ кН.}$$

$119,4 \text{ кН} < 126,4 \text{ кН}$ – условие прочности удовлетворяется.

Расчет на продавливание

Проверяем монолитную часть или нижнюю ступень монолитной части 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 полезной высоты
 $u_m = 2(1,2 + 1,2 + 2 \times 0,26) = 5,84 \text{ м};$
 h_{02} – рабочая высота нижней ступени фундамента или нижней части, если он состоит из одной ступени.

Продавливающая сила $P = N - A_1p$,

где N – расчетное усилие, передающееся с колонны;

A_1 – площадь нижнего основания пирамиды продавливания:

$$A_1 = (1,2 + 2 \times 0,26) \times (1,2 + 2 \times 0,26) = 2,96 \text{ м}^2;$$

p – давление на грунт.

Продавливающая сила:

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

$$\gamma_{b2}R_{bt}h_{02}u_m = 0,9 \times 0,90 \times 10^3 \times 0,26 \times 5,84 = 1229,9 \text{ кН.}$$

$P = 983,3 \text{ кН} < 1229,9 \text{ кН}$, следовательно, прочность монолитной части или нижней ступени против продавливания обеспечена.

Определение площади арматуры фундамента

Расчетная схема нижней части фундамента принимается в виде консоли с равномерно распределенной нагрузкой, равной давлению на грунт.

Расчетный изгибающий момент по грани подколонника определяется по формуле:

$$M_I = 0,125p(a - a_1)^2 \times a = 0,125 \times 351,1(2,4 - 1,2)^2 \times 2,4 = 151,7 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Если нижняя часть фундамента имеет две ступени, то следует еще определить:

$$M_{II} = 0,125p(a - a_2)^2 \times a,$$

где a_2 – размер верхней ступени.

Площадь сечения арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M_I}{0,9h_{02}R_s} = \frac{151,7 \times 10^5}{0,9 \times 26 \times 365 \times 10^2} = 17,76 \text{ см}^2.$$

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней Ø12 А400 с шагом 150 мм.

Имеем 16Ø12 A400 с $A_s = 18,1 \text{ см}^2$ (см. прил. 12).

$$\mu = \frac{A_s \times 100}{240 \times 26} \% = \frac{18,1 \times 100}{240 \times 26} = 0,29\%, \text{ что больше чем } \mu_{\min} = 0,05\%$$

Если нижняя часть имеет две ступени, то следует определить A_s еще в месте изменения сечения фундамента, приняв $h_{02} = 26 \text{ см}$ и расчетный изгибающий момент M_{II} , а в сечении I $h_{01} = 56 \text{ см}$.

Контрольные вопросы:

Условие прочности нижней плиты фундамента?

Какие факторы и как влияют шаг арматуры нестандартной сетки?

Как производится расчет на продавливание?

Список рекомендуемой литературы

Основная: [1].

Дополнительная: [6, 7, 9].

Список рекомендуемой литературы

Основная литература

1. О.Г. Кумпяк и др. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник. Изд. 2-е, доп. и перераб. – М.: Издательство АСВ. – 2014. – 672 с.
2. Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное издание, 2015. 386с.
3. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] : учебник для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991.

Дополнительная литература

4. Железобетонные и каменные конструкции [Текст]: Учеб. для строит. спец. вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; Под ред. В.М. Бондаренко. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2010. – 876 с.
5. Бондаренко, В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учебное пособие / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин. 3-е изд., доп. – М.: Высш. шк., 2009. – 589 с.: ил.
6. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.- М.: Минрегион России, 2012. - 128 с.
7. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменением N 1).
8. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81 [Текст]. М.: Минрегион России, 2012
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101- 2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
10. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКОЙ РАБОТЫ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«Железобетонные и каменные конструкции»**

Направление подготовки

08.03.01 Строительство

Ставрополь

Содержание:

1. Введение	4
2. Цель, задачи и реализуемые компетенции	4
3. Формулировка задания и его объем	5
4. Общие требования к написанию и оформлению работы	5
5. Рекомендации к выполнению задания	5
6. План-график выполнения задания	22
7. Критерии оценивания работы	22
8. Порядок защиты работы	23
9. Список рекомендуемой литературы	24
Приложения	25

1. Введение

Расчетно-графическая работа по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» предусматривает систематизацию и закрепление у студентов знаний теоретических разделов курса, а также развитие навыков организационной и проектной работы.

Основными задачами, решаемыми студентами при выполнении РГР являются:

- закрепление теоретических знаний по дисциплине;
- формирование профессиональных навыков, связанных с будущей профессиональной деятельностью будущего специалиста;
- выработка навыков самостоятельной работы и умения применять обоснованные инженерные решения;
- приобретение навыков работы с нормативно-технической литературой;
- грамотное применение современных расчетно-графических и математических методов, организационного анализа, оценки, сравнения и обоснования предлагаемых проектных решений.

При разработке РГР студенты должны использовать актуальную нормативно-техническую документацию в области расчета и проектирования железобетонных и каменных конструкций.

2. Цель, задачи и реализуемые компетенции

Целью расчетно-графической работы является обобщение и закрепление знаний, полученных студентами при изучении курса «Железобетонные и каменные конструкции»

Выполнение расчетно-графической работы должно научить студента грамотно производить технические расчеты, проектированию обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов с назначением оптимальных размеров их сечений и армирования на основе принятой конструктивной схемы сооружения и комбинации действующих нагрузок.

Реализуемые компетенции:

ПК-7: способен выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности:

- знать: физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона; особенности сопротивления железобетонных и каменных элементов при различных напряженных состояниях; конструктивные особенности основных железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений; конструкции стыков и соединений сборных элементов и их расчет; особенности сопротивления каменных конструкций в условиях различных напряженных состояний и основы их расчета и проектирования;
- уметь: рассчитывать и конструировать основные сборные и монолитные железобетонные конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений;

– владеть: навыками расчета конструкций, в том числе с применением ЭВМ;

ПК-16: способен выполнять моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности:

- знать: принципы компоновки конструктивных схем зданий и сооружений из сборного и монолитного железобетона; принципы сбора нагрузок на элементы зданий и сооружений и определения усилий;
- уметь: выполнять моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований; проектировать каменные конструкции при различных силовых воздействиях,
- владеть: увязкой расположения и взаимодействия всех частей и элементов проектируемого здания, сооружения.

3. Формулировка задания и его объем

Структурно РГР должна быть выполнена в следующем порядке:

- тема РГР;
- вариант и содержание задания;
- методика выполнения;
- литература.

4. Общие требования к написанию и оформлению работы

Пояснительная записка расчетно-графической работы должна содержать: титульный лист; содержание; вариант задания основную часть в соответствии с утвержденным заданием; список использованных источников, приложения (по необходимости).

Оформление пояснительной записки должно соответствовать ГОСТ 2.105-99, ГОСТ 2.106-96.

5. Рекомендации по выполнению задания

Студент, получивший задание на расчетно-графическую работу, должен приступить к ее выполнению, согласно установленному графику выполнения задания.

Основное содержание работы Расчет прямоугольных сечений

Расчет прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h}$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R , при котором

предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле:

$$\xi = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{R_b}} \quad (1)$$

Расчет прямоугольных сечений производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$\chi = \frac{R A_s - R A'_s}{R_b b} \quad (2)$$

а) при $\xi = \frac{\chi}{h_0} \leq \xi_R$ – из условия

$$M < R b \chi (h - 0,5\chi) + R A'_s (h - a') \quad (3)$$

б) при $\xi > \xi_R$ – из условия

$$M < \alpha_R R b h^2 + R A'_s (h - a') \quad (4)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или по табл. 1.

Таблица 1

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Правую часть условия (4) при необходимости можно несколько увеличить путем замены α_R на $(0,7\alpha_R + 0,3\alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$, и принимая здесь ξ не более 1.

Если $\chi \leq 0$, то прочность проверяют из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a') \quad (5)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0,0$) высота сжатой зоны χ меньше $2a'$, проверяется условие (5), где вместо a' подставляется $\chi / 2$. Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Не выполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

$$\text{при } \chi < \xi_R h_0 \text{ из условия } M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5\chi) \quad (6)$$

где χ — высота сжатой зоны, равная $\chi = \frac{R_s A_s}{R_b b}$; $\xi = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{R_b}}$

$$^R_{1+}R_s$$

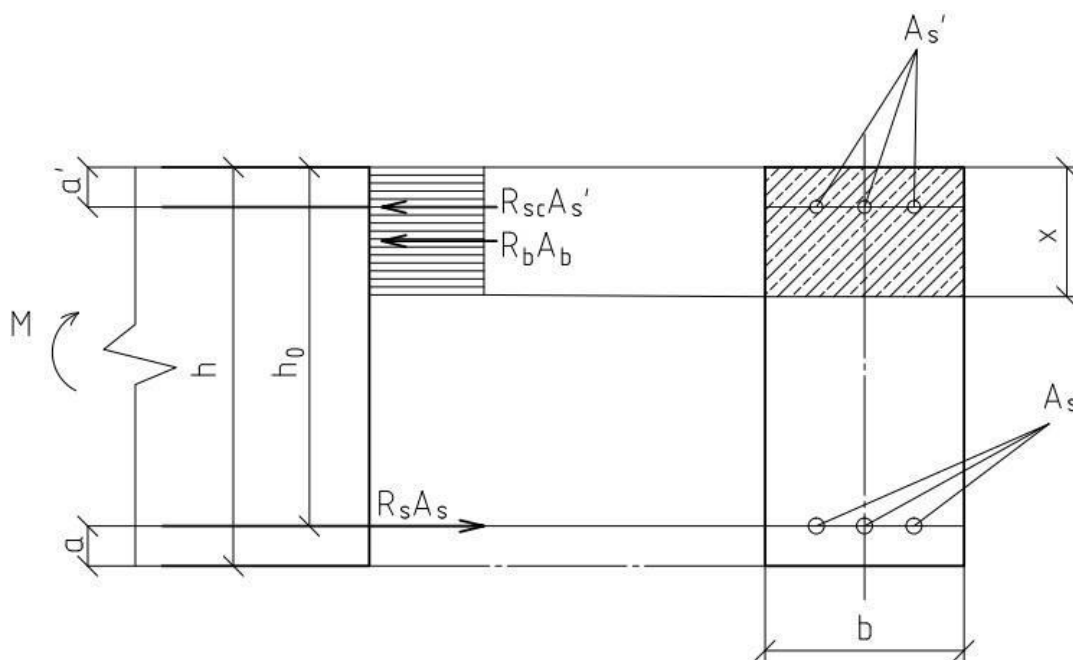
700

—

при $x \geq \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq \alpha_R R b h_0^2 \quad (7)$$

где α_R — см. табл. 1.



Чертеж 1. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном прямоугольном сечении изгибаемого железобетонного элемента

Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение $\alpha_m = \frac{M}{R b h_0^2}$ (8)

Если $\alpha_m < \alpha_R$, сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) / R_s \quad (9)$$

Если $\alpha_m > \alpha_R$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой A_s и сжатой A_s' арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют их по формулам:

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R R b h_0^2}{R_s (h_0 - a')} \quad (10)$$

где ξ_R и α_R $A_s = \xi_R R_b b h_0$ (11)
— см. по таблице 1.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A_s' значительно превышает значение, вычисленное по формуле (10), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (11), используя формулу

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A_s', \quad (12)$$

где $\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A_s' (h_0 - a')}{R b h^2} \geq 0$.

$b \geq 0$

При этом должно выполняться условие $\alpha_m < \alpha_R$.

Примеры расчета

Пример 1. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $a = 70$ мм; растянутая арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа); площадь ее сечения $A_s = 2945$ мм² (6Ø25); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент $M = 550$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 800 - 70 = 730$. Производим проверку прочности:

Определим значение x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 2945}{14,5 \cdot 300} = 240 \text{ мм.}$$

По таблице 1 находим $\xi_R = 0,531$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{240}{730} = 0,329 < \xi_R$,

проверяем условие $R A_s (h - 0,5x) = 355 \cdot 2945 (730 - 0,5 \cdot 240) = 636,8 \cdot 10^6$ Нмм =

$636,8$ кНм $> M = 550$ кНм, т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 2. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $a = 40$ мм; изгибающий момент с учетом кратковременных нагрузок $M = 200$ кНм; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа); арматура класса А300 ($R_s = 270$ МПа).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $h_0 = 600 - 40 = 560$ мм. Производим подбор продольной арматуры, вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R b h^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,25$$

По таблице 1 находим $\alpha_R = 0,41$. Так как $\alpha_m = 0,25 < \alpha_R$, сжатая арматура по расчету не требуется. Находим требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) / R_s = 8,5 \cdot 300 \cdot 560 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,25} \right) / 270 = 1550 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28 + 1Ø25 ($A_s = 1598$ мм²).

Пример 3. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $a = 50$ мм; арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа); изгибающий момент $M = 780$ кНм.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $h_0 = 800 - 50 = 750$ мм. Производим подбор продольной арматуры, вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R b h^2} = \frac{780 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,544$$

Так как $\alpha_m = 0,544 > \alpha_R = 0,39$, при заданных размерах сечения и класса бетона необходима сжатая арматура.

Принимая $a' = 30$ мм и $\xi_R = 0,531$ (см. табл. 1) определим необходимую площадь сечений сжатой и растянутой арматуры:

$$M - \alpha R b h^2 = 780 - 0,39 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 750^2 \quad 2$$

$$A_s = \frac{R_{sc} b h_0}{R_s (h_0 - a')} = \frac{355 \cdot 300 \cdot 750}{355 \cdot 750 - 30} = 863 \text{ мм}^2;$$

$$A_s = \xi_R R b h_0 / R + A' = 0,531 \cdot 300 \cdot 750 \cdot 8,5 / 355 + 863 = 3724 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A'_s = 942 \text{ мм}^2 (3\emptyset 20)$; $A_s = 4021 \text{ мм}^2 (5\emptyset 32)$.

Пример 4. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм, $a = 50$ мм; $a' = 30$ мм; бетон класса В30 ($R_b = 17$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); площадь сечения сжатой арматуры $A'_s = 942 \text{ мм}^2 (3\emptyset 20)$; изгибающий момент $M = 580$ кНм.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет. $h_0 = 700 - 50 = 650$ мм. Расчет производим с учетом наличия сжатой арматуры.

Вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R b h^2} = \frac{580 \cdot 10^6 - 355 \cdot 942 (650 - 30)}{17 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,173.$$

Так как $\alpha_m = 0,173 < \alpha_R = 0,39$, необходимую площадь растянутой арматуры определяем по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A'_s = 17 \cdot 300 \cdot 650 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,173}) / 355 + 942 = 2727 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_s = 3054 \text{ мм}^2 (3\emptyset 36)$.

Пример 5. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм, $a = 70$ мм; $a' = 30$ мм; бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); площадь сечения сжатой арматуры $A'_s = 339 \text{ мм}^2 (3\emptyset 12)$, растянутой — $A_s = 4826 \text{ мм}^2 (6\emptyset 32)$; изгибающий момент $M = 630$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 700 - 70 = 630$ мм. Определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{R A_s - R A'_s}{R_{sc} b} = \frac{355 (4826 - 339)}{355 \cdot 300} = 461,7 \text{ мм}.$$

$$R_b b \, 11,5 \cdot 300$$

По таблице 1 находим $\xi_R = 0,531$ и $\alpha_R = 0,39$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{461,7}{630} = 0,733 > \xi_R = 0,531$, прочность сечения проверяем из условия:

$$\alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 0,39 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 630^2 + 355 \cdot 339 \cdot 600 = 606,2 \cdot 10^6$$

$$M_{mm} = 606,2 \text{ кНм} < M = 630 \text{ кНм}.$$

Т.е. прочность согласно этому условию не обеспечена. Уточним правую часть условия путем замены значения α_R на $(0,7\alpha_R + 0,3\alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi) = 0,733(1 - 0,5 \cdot 0,733) = 0,464$:

$$(0,7 \cdot 0,39 + 0,3 \cdot 0,464) 11,5 \cdot 300 \cdot 630^2 + 355 \cdot 339 \cdot 600 = 636,6 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 636,6 \text{ кНм} > M = 630 \text{ кНм}, \text{ т.е. прочность обеспечена.}$$

Расчет тавровых и двутавровых сечений

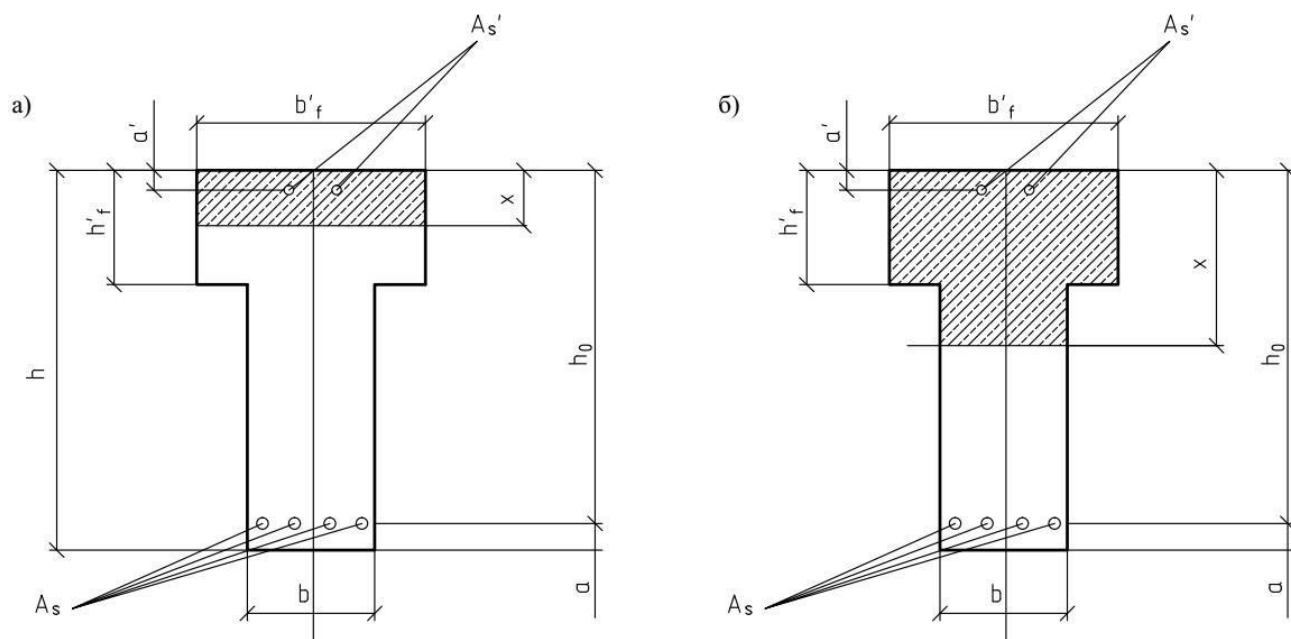
Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых ит.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (черт. 2, а), т.е. соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s, \quad (13)$$

расчет производят как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница проходит в ребре (черт. 2, б), т.е. условие не соблюдается, расчет производят из условия:



Чертеж 2. Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента: а – в полке; б – в ребре

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (14)$$

где A_{ov} — площадь сечения свесов полки, равная $(b'_f - b)h'_f$,

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b A_{ov}}{R_b b}, \quad (15)$$

и принимают не более $\xi_R h_0$.

Если $x > \xi_R h_0$, условие (14) можно записать в виде

$$M \leq \alpha_R R b h^2 + R A_s (h - 0,5h'_0) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (16)$$

где α_R — см. табл. 1.

Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R b h^2 - R A_s (h - 0,5h'_0)}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (17)$$

где α_R — см. таблицу 1; $A_{ov} = (b'_f - b)h'_f$.

При этом должно выполняться условие $h'_f \leq \xi_R h_0$. В случае, если $h'_f > \xi_R h_0$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (18)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f .

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (18) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - R_b^2 \alpha_m} + R_{sc} A'_s\right)}{R_s}, \quad (19)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R b h^2} \quad (20)$$

При этом должно выполняться условие $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Значение b'_f , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h$ — 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки

при $h'_f \geq 0,1h - 6h'_f$;

при $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$;

при $h'_f < 0,05h$ - свесы не учитывают.

Примеры расчета

Пример 6. Дано: сечение размерами $b'_f = 400$ мм, $h'_f = 100$ мм, $b = 200$ мм, $h = 600$ мм, $a = 70$ мм; арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа), площадь ее сечения $A_s = 1964$ мм² (4Ø25), $A'_s = 0,0$; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент $M = 300$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 600 - 70 = 530$ мм. Проверку прочности производим по условию (13), принимая $A'_s = 0,0$. Так как

$$R_s A_s = 355 \cdot 1964 = 697220 \text{ Н} > R_b b'_f h'_f = 14,5 \cdot 400 \cdot 100 = 580000 \text{ Н},$$

граница сжатой зоны проходит в ребре, и прочность сечения проверяем из условия (14).

Для этого по формуле (15) определим высоту сжатой зоны, приняв

$$\text{площадь свесов равной } A_{ov} = (b' - b)h' = (400 - 200) \cdot 100 = 20000 \text{ мм}^2:$$

$$x = \frac{R_s A_s - R_b A_{ov}}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1964 - 14,5 \cdot 20000}{14,5 \cdot 200} = 140 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,531 \cdot 530 = 281$$

мм (где ξ_R найдено из таблицы 1)

$$R_b b (h - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) = 14,5 \cdot 200 \cdot 140 (530 - 0,5 \cdot 100) = 326 \cdot 10^6 \text{ Нмм} \\ = 326 \text{ кНм} > M = 300 \text{ кНм},$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 7. Дано: сечение размерами $b'_f = 1500$ мм, $h'_f = 50$ мм, $b = 200$ мм, $h = 400$ мм, $a = 80$ мм; арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент $M = 260$ кНм.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $h_0 = 400 - 80 = 320$ мм. Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется. Проверим условие (18), принимая $A'_s = 0$:

$$R_b b'_f h'_f (h - 0,5h'_f) = 14,5 \cdot 1500 \cdot 50 (320 - 0,5 \cdot 50) = 320,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 320,8 \text{ кН} > M = 260 \text{ кНм},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1500$ мм.

Вычисляем значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{260 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1500 \cdot 320^2} = 0,117 < \alpha_R = 0,39$$

т.е.

сжатая арматура действительно по расчету не требуется. Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем по формуле

$$A_s = R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) / R_s = 14,5 \cdot 1500 \cdot 320 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,117} \right) / 355 = 2446 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø28 ($A = 2463 \text{ мм}^2$).

Пример 8. Дано: сечение размерами $b'_f = 400 \text{ мм}$, $h'_f = 120 \text{ мм}$, $b = 200 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$, $a = 65 \text{ мм}$; арматура класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$); бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$); изгибающий момент $M = 270 \text{ кНм}$.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет. $h_0 = 600 - 65 = 535 \text{ мм}$. Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется. Так как

$$R b'_f h'_f (h - 0,5 h'_f) = 8,5 \cdot 400 \cdot 120 (535 - 0,5 \cdot 120) = 193,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 193,8 \text{ кН} < M = 270 \text{ кНм},$$

граница сжатой зоны проходит в ребре и площадь сечения растянутой арматуры определим по формуле (19), принимая площадь сечения свесов

$$\text{равной } A_s' = (b'_f - b) h'_f = (400 - 200) \cdot 120 = 24000 \text{ мм}^2. \text{ Вычисляем значение } \alpha \text{ при } A_s' = 0.$$

$$\alpha = \frac{M - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5 h'_f)}{R b h_0^2} = \frac{270 \cdot 10^6 - 8,5 \cdot 24000 (535 - 0,5 \cdot 120)}{8,5 \cdot 200 \cdot 535^2} = 0,356 < \alpha_R = 0,39$$

следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется.

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \alpha} \right) + R_b A_{ov}}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 200 \cdot 535 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,356} \right) + 8,5 \cdot 24000}{355} = 1949,5 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø25 ($A = 1964 \text{ мм}^2$).

Пример 9. Требуется подобрать арматуру в монолитной плите перекрытия. С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты $q = (g + v) \gamma_n = 9,16 - 0,95 = 8,70 \text{ кН/м}$.

Расчет. Определим изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий (рис. 2.6): в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{02} = \frac{q l^2}{16} = \frac{8,70 \times 2,2^2}{16} = 2,62 \text{ кН} \times \text{м};$$

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_{01} = \frac{q l^2}{11} = \frac{8,70 \times 1,91^2}{11} = 2,88 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Так как для плиты отношение $h_{02} = \frac{80}{2200} = \frac{1}{28} > \frac{1}{30}$, то в средних

пролетах, окаймленных по всему контуру балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20%, т. е. они будут равны $0,8 \times 2,62 = 2,10 \text{ кН} \times \text{м}$.

Определим характеристики прочности бетона с учетом заданной влажности окружающей среды.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В15, $\gamma_{b2} = 0,9$;
 $R_b = 8,5 \times 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \times 0,9 = 0,675$ МПа; $E_b = 23000$ МПа.

Выполним подбор сечений продольной арматуры сеток.

В средних пролетах окаймленных по контуру балками и на опорах:

$$h_0 = h - a = 80 - 12,5 = 67,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R b h^2} = \frac{2,10 \times 10^6}{7,65 \times 1000 \times 67,5^2} = 0,059;$$

$b = 0$

по приложениям 10, 11 находим $\zeta = 0,061 < \zeta_R = 0,652$, $\zeta = 0,969$, тогда

$$R_s A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h_0} = \frac{2,10 \times 10^6}{0,969 \times 67,5} = 32087 \text{ Н};$$

принимаем сетку С1 номер 37 марки $\frac{4Bp1-100}{3Bp1-200}_{2940}$ с фактической

несущей способностью продольной арматуры $R_s A_s = 46930 \text{ Н} > 32087 \text{ Н}$.

Внецентренно сжатые элементы

Расчет прочности сжатых элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом (черт. 3), при $l_0 < 20h_{col}$ допускается производить из условия:

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

где φ – коэффициент, определяемый по формуле:

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

где φ_b и φ_{sb} – коэффициенты, принимаемые в зависимости от $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_l}{N}$.

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b A_b}, \text{ где } A_s \text{ – площадь всей арматуры в сечении элемента};$$

$R_{sc} = R_s$ для арматуры классов А240, А300, А400. При $\alpha_s > 0,5$ можно принимать $\varphi = \varphi_{sb}$.

В первом приближении принимаем:

$$\mu = 0,01;$$

$$A_b = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2;$$

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

$$\alpha_s = \frac{365 \times 16}{0,9 \times 11,5 \times 1600} = 0,353.$$

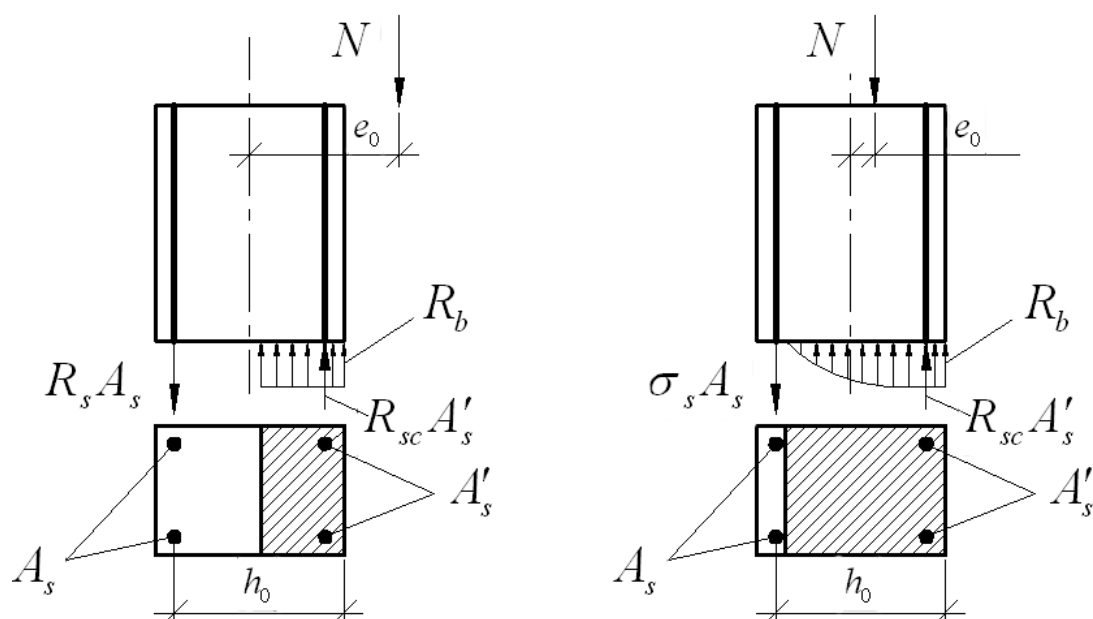
Свободная длина колонны подвала $l_0 = 0,7 (2,8 + 0,15) = 2,065 \text{ м}$, $h = 0,4 \text{ м}$ (размер сечения колонны),

$$\frac{l_0}{h} = \frac{2,065}{0,4} = 5,16.$$

$h = 0,4$

N_l – длительно действующая нагрузка на колонну (постоянная и длительно действующая часть временной). В нашем примере временная длительно действующая нагрузка на перекрытие 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 .

а) б)



Чертеж 3. Два расчетных случая внецентренно-сжатых элементов:
а – случай больших эксцентриситетов; б – случай малых эксцентриситетов.

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну с одноэтажа:
 $0,95 \times 1560 \times 36 = 53352 \text{ Н} = 53,3 \text{ кН}$.

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну с покрытия:

$0,95 \times 980 \times 36 = 33516 \text{ Н} = 33,5 \text{ кН}$.

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну: $53,3 \times 8 \times 0,506 + 33,5 = 249,2 \text{ кН}$.

Остальная нагрузка на колонну – длительно действующая

$N_l = N - 249,2 = 2022,6 - 249,2 = 1773,4 \text{ кН}$.

$N_l = \frac{1773,4}{2022,6} = 0,877 \approx 0,9$.

$N = 2022,6$

Определяем коэффициенты φ_b и φ_{sb} по прил. 17

$\varphi_b = 0,92$; $\varphi_{sb} = 0,92$;

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

$2022,6$
 $0,92 - 0,9 \times 1,15 \times 1,000$

$A_s = \frac{N}{\varphi R} = \frac{2022,6}{36,5} = \frac{2198,5 - 1656}{36,5} = 14,86$
 см^2 .

Принимаем 12 4Ø22 A400 ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$);

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия

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

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по прочности на действие поперечной силы приведена на черт. 4.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c},$$

где $M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2$.

Значение Q_b принимают не более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0,5 R_{bt} b h_0$

Усилие Q_{sw} определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0,$$

где q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s},$$

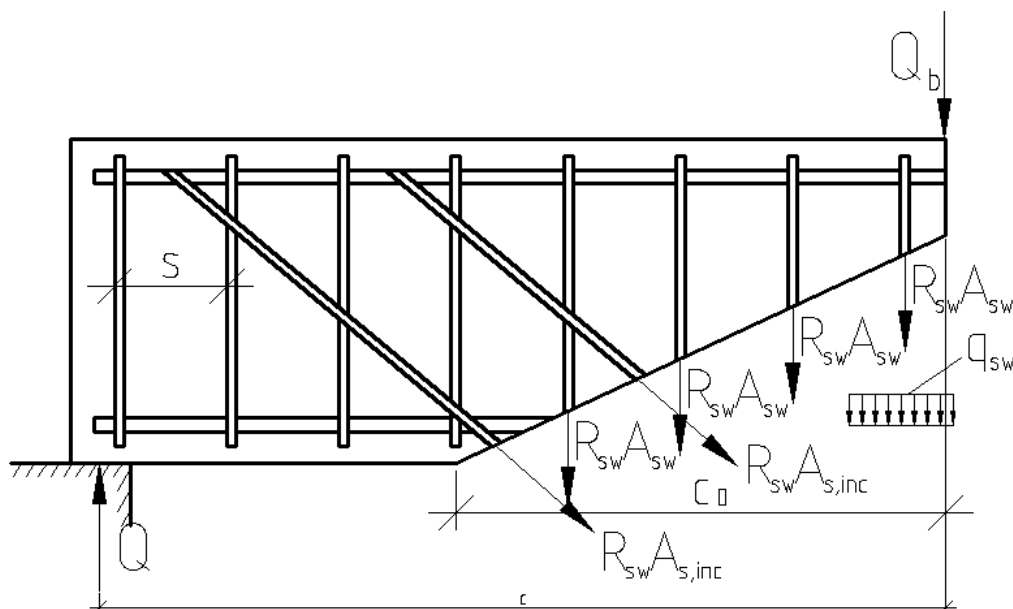
где

c_0 – длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$.

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b.$$

Значения c в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $3h_0$.



Чертеж 4. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по прочности на действие поперечной силы

При действии сосредоточенных сил значения c принимают равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил, а также равным

$c = \text{но не меньше } h_0$, если это значение меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q

невыгоднейшее значение c принимают равным $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$, а если при этом

$$c < \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \quad \text{или} \quad q_{sw} > 2, \quad \text{следует принимать} \quad c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} \quad \text{где}$$

$$1 - \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \quad \frac{R_{bt} b}{R_{bt} b}$$

значение q_1 определяют следующим образом

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q , $q_1 =$

q ;

б) если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру M от любой фактически временной нагрузки), $q_1 = q - 0,5q_v$. При

этом значение Q принимают равным $Q_{\max} - q_1 c$, где $Q_{\max}$ - поперечная сила в опорном сечении.

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} , определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях c_i от опоры, для каждого i -го наклонного сечения с длиной проекции c_i не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение $q_{sw(i)}$ определяется следующим образом в зависимости от коэффициента $a_i = c_i / h_0$, принимаемого не более 3:

если

$$\varepsilon_i = \frac{Q_i}{R_{bt} b h} \leq \varepsilon_{spi} \quad a_i = \frac{1,5}{0,0i} + 0,1875a_i, \quad q_{sw(i)} = 0,25 R_{bt} \frac{b \varepsilon_{spi}}{\varepsilon_i}$$

если

$$\varepsilon_i > \varepsilon_{spi} \quad q_{sw(i)} = R_{bt} \frac{b \varepsilon_i - 1,5/a_i}{0,75a_i}$$

где a_{0i} - меньшее из значений a_i и 2;

Q_i - поперечная сила в i -ом нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры;

окончательно принимается наибольшее значение q_{sw} ,

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от $Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1}$ следующим образом:

если $Q_{bi} \geq 2M_b/h_o - Q_{max}$

$$q_{sw} = \frac{Q^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}$$

если $Q_{bi} < 2M_b/h_o - Q_{max}$.

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5h_o}$$

при этом, если $Q_{bl} < R_{bt}bh_o$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - 0,5R_{bt}bh_o - 3h_oq_1}{1,5h_o},$$

В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию, его следует вычислять по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}/h_o + 8q_1}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}/h_o + 8q_1}{1,5}\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{1,5h_o}\right)^2}$$

и принимать не менее $\frac{Q_{max}/h_o - 3q_1}{3,5}$.

3.34. При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} до q_{sw2} (например, увеличением шага хомутов) следует проверить условие

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

при значениях c , превышающих l_1 - длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} (черт. 5). При этом значение Q_{sw} принимается равным: если $c < 2h_o + l_1$,

$$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)];$$

если $c > 2h_o + l_1$,

$$Q_{sw} = 1,5q_{sw2}h_o,$$

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} принимается не менее значения l_1 , определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

- если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M_b/c + 0,75q_{sw1}c_0 - Q_{max}}{\Delta q_{sw}} + q_1c$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}, \text{ но не более } 3h_o$$

где

при этом, если
- если $\Delta q_{sw} \geq q_1$

$$\sqrt{\frac{M_{b\leq}}{q_1 - \Delta q_{sw1} - 0,5 q_{sw1}}}, c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + 0,75 q_{sw2}}};$$

$$R_{bt} b$$

$$l = \frac{Q_{\max} - (Q_{b.\min} + 1,5 q_{sw2} h_0)}{q_1} - 2h_0$$

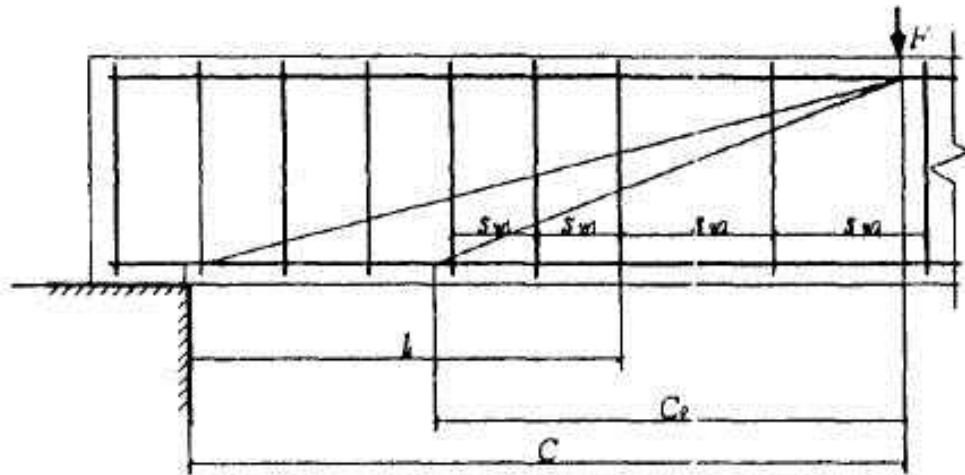
$$Q_{b.\min} = 0,5 R_{bt} b h_0$$

Если для значения q_{sw2} не выполняется условие

вычисляется при скорректированных значениях $M_b = 6 h_0^2 q_{sw}$ и $Q_{b.\min} = 2 h_0 q_{sw2}$; при этом сумма $(Q_{b.\min} + 1,5 q_{sw} h_0)$ в формуле

$$l = \frac{Q_{\max} - (Q_{b.\min} + 1,5 q_{sw2} h_0)}{q_1} - 2h_0$$

принимается не менее нескорректированного значения $Q_{b.\min}$



Чертеж 5. К расчету наклонных сечений при изменении интенсивности хомутов

3.35. Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

$$S_{w,\max} = \frac{R b h^2}{Q}$$

Примеры расчета

Пример 10. Дано: Свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения $b = 200$ мм, $h = 400$ мм, $h_0 = 370$ мм; хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$) с шагом $s_w = 150$ мм; арматура класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа); бетон класса В25 ($R_{bt} = 1,05$ МПа), временная эквивалентная по моменту нагрузка $q_v = 36$ кН/м, постоянная нагрузка $q_8 = 14$ кН/м; поперечная сила на опоре $Q_{\max} = 137,5$ кН. Требуется проверить прочность наклонных сечений.

Расчет. Проверку прочности наклонных сечений производим по формуле

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad . \quad \text{Определим интенсивность хомутов } q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114,5$$

Н/мм.

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{114,5}{1,05 \cdot 200} = 0,545 > 0,25$, условие выполняется, хомуты

учитываем полностью и значение M_b определяем по формуле

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 370^2 = 4,312 \cdot 10^7 \text{ Нмм}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q_8 + 0,5 q_v = 14 + 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м}.$$

$$\text{Поскольку } \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4,312 \cdot 10^7}{32}} = 1161 \text{ мм}$$

$$> \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 370}{1 - 0,5 \cdot 0,545} = 1017 \text{ мм, значение } c \text{ принимаем равным } 1161 \text{ мм}$$

$$> 2h_0 = 740 \text{ мм. Тогда } c_0 = 2h_0 = 740 \text{ мм и}$$

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 114,5 \cdot 740 = 63548 = 63,55 \text{ кН};$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4,312 \cdot 10^7}{1161} = 37140 \text{ Н} = 37,14 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 137,5 - 32 \cdot 1,161 = 100,35 \text{ кН}.$$

$$\text{Проверяем условие } Q_b + Q_{sw} = 37,14 + 63,55 \text{ кН} > Q = 100,35 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Пример 11. Дано: свободно опертая балка перекрытия пролетом $l = 5,5$ м; полная равномерно распределенная нагрузка на балку $q = 50$ кН/м; временная эквивалентная нагрузка $q_v = 36$ кН/м; размеры поперечного сечения $b = 200$ мм, $h = 400$ мм; $h_0 = 370$ мм; бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75$ МПа); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить, на каком расстоянии и как может быть увеличен шаг хомутов.

Расчет. Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{50 \cdot 5,5}{2} = 137,5 \text{ кН}$$

Определим требуемую интенсивность хомутов при опорного участка. По определяем M_b
 $M_b = 1,5R_{bt}bh^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 370^2 = 30,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$

Согласно

$$q_1 = q - 0,5q_{vt} = 50 - 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

$$Q_{b1} = 2$$

Так как $2M_b/h_o - Q_{max} = 2 \cdot 30,8 \cdot 10^6 / 370 - 137500 = 28986 \text{ Н} < Q_{b1} = 62790 \text{ Н},$
 интенсивность хомутов определяем по формуле:

$$Q^2 - Q^2 \quad 137500^2 - 62790^2$$

$$q_{sw} = \frac{\max}{3M_b} b1 = \frac{3 \cdot 30,8 \cdot 10^6}{3M_b} = 161,9 \text{ Н/мм}$$

Шаг хомутов s_w у опоры должен быть не более $h_o/2 = 185$ и 300 мм, а в пролете - $0,75h_o = 271$ и 500 мм. Максимально допустимый шаг у опоры равен

$$R bh^2 \quad 0,75 \cdot 200 \cdot 370^2$$

$$s_{w,max} = \frac{bt}{Q} = \frac{137500}{Q} = 149,3 \text{ мм} \approx 150 \text{ мм},$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_{w1} = 150$ мм, а в пролете 250 мм. Отсюда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw}s_{w1}}{R} = \frac{161,9 \cdot 150}{170} = 142,9 \text{ мм}^2.$$

s_w
 s_w

Принимаем в поперечном сечении два хомута по 10 мм ($A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$).

Таким образом, принятая интенсивность хомутов у опоры и в пролете соответственно равны:

$$= \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw1} s_{w1}} = \frac{170 \cdot 157}{150} = 177,9 \text{ Н/мм}$$

$$q_{sw2} = \frac{170 \cdot 157}{250} = 106,7 \text{ Н/мм}$$

Проверим условие:

$$0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 200 = 37,5 \text{ Н/мм} < q_{sw1} \text{ и } 37,5 < q_{sw2}$$

Следовательно, значения q_{sw1} и q_{sw2} не корректируем.

Определим, длину участка l_1 с интенсивностью хомутов q_{sw1} . Так как $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(177,9 - 106,7) = 53,4 \text{ Н/мм} > q_1 = 32 \text{ Н/мм}$, значение l_1 вычислим, приняв

$$Q_{b.min} = 0,5R_{bt}bh_o = 0,5 \cdot 55500 = 27750 \text{ Н}$$

$$l = \frac{Q_{max} - (Q_{b.min} + 1,5q_{sw2}h_o)}{q_1} = \frac{137500 - (27750 + 1,5 \cdot 106,7 \cdot 370)}{32} - 2 \cdot 370 = 839 \text{ мм}$$

Принимаем длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 150$ мм равной 0,9 м.

6. План-график выполнения задания

В зависимости от продолжительности семестра (17 недель) студент должен предоставить к защите полностью выполненную и исправленную по замечаниям преподавателя расчетно-графическую работу не позднее, чем за две недели до начала экзаменационной сессии с тем, чтобы за этот период у него была возможность подготовиться к защите и защитить работу.

Студенты согласовывают и показывают преподавателю выполненные и оформленные части работы в течение семестра.

7. Критерии оценивания работы

Анализ результатов выполнения расчетно-графической работы проводится по следующим критериям:

1. Навыки самостоятельной работы с исходным материалом, по его обработке, анализу и структурированию.
 2. Умение правильно применять методы исследования.
 3. Умение грамотно интерпретировать полученные результаты.
 4. Способность осуществлять необходимые расчеты, получать результаты и грамотно излагать их в отчетной документации.
 5. Умение выявить проблему, предложить способы ее разрешения, умение делать выводы.
 6. Умение оформить итоговый отчет в соответствии со стандартными требованиями.
- Пункты с 1 по 6 дают до 50% вклада в итоговую оценку студента.
7. Умение защищать результаты своей работы, грамотное построение речи, использование при выступлении специальных терминов.
 8. Способность кратко и наглядно изложить результаты работы. Пункты 7,8 дают до 35% вклада в итоговую оценку студента.
 9. Уровень самостоятельности, творческой активности и оригинальности при выполнении работы.
 10. Выступления на конференциях и подготовка к публикации тезисов для печати по итогам работы.

Пункты 9, 10 дают до 15 % вклада в итоговую оценку студента.

Оценка «отлично» ставится студенту, который в срок, в полном объеме и на высоком уровне выполнил расчетно-графическую работу. При защите и написании работы студент продемонстрировал вышеперечисленные навыки и умения. Тема, заявленная в работе, раскрыта полностью, все выводы студента подтверждены материалами исследования и расчетами. Отчет подготовлен в соответствии с предъявляемыми требованиями.

Оценка «хорошо» ставится студенту, который выполнил расчетно-графическую работу, но с незначительными замечаниями, был менее самостоятелен и инициативен. Тема работы раскрыта, но выводы носят поверхностный характер, практические материалы обработаны не полностью.

Оценка «удовлетворительно» ставится студенту, который допускал

просчеты и ошибки в работе, не полностью раскрыл заявленную тему, делал поверхностные выводы, слабо продемонстрировал аналитические способности и навыки работы с теоретическими источниками.

Оценка «неудовлетворительно» ставится студенту, который не выполнил расчетно-графическую работу, либо выполнил с грубыми нарушениями требований, не раскрыл заявленную тему, не выполнил практической части работы.

8. Порядок защиты работы

Студент обязан представить на проверку ведущему преподавателю окончательный вариант расчетно-графической работы не менее чем за 7 дней до назначенной даты защиты расчетно-графических работ.

Ведущий преподаватель проверяет представленную расчетно-графическую работу в срок не более 5 дней.

Расчетно-графическая работа допускается к защите при условии соответствия ее содержания и оформления требованиям, сформулированным в данных учебно-методических указаниях и соблюдения сроков предоставления.

Основанием для того, чтобы не допустить к защите расчетно-графическую работу, является несоответствие работы требованиям, предъявляемым к содержанию и оформлению расчетно-графической работы, либо нарушение сроков предоставления работы без уважительных причин.

На защиту представляется допущенная к защите расчетно-графическая работа, в состав которой входит пояснительная записка в объеме, установленном заданием на расчетно-графическую работу.

В процессе защиты студент объясняет решение каждой задачи, приводит обоснование полученных результатов и решает в присутствии преподавателя типовые задачи, подобные выполненным в расчетно-графической работе.

9. Список рекомендуемой литературы

Основная литература

1. О.Г. Кумпяк и др. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник. Изд.2-е, доп. и перераб. – М.: Издательство АСВ. – 2014. – 672 с.
2. Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное издание, 2015. 386с

Дополнительная литература

1. Железобетонные и каменные конструкции [Текст]: Учеб. для строит. спец. вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; Под ред. В.М. Бондаренко. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2010. – 876 с.
2. Бондаренко, В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учебное пособие / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин. 3-е изд., доп. – М.: Высш. шк., 2009. – 589 с.: ил.
3. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.- М.: Минрегион России, 2012. - 128 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101- 2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Таблица 1. – Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие											
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	тяжелый и мелкозернистый легкий	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25,0	2,75	30	33
		6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	-	-	-	-
Растяжение осевое R_{bt}	тяжелый мелкозернистый групп:	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	А	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	-	-	-	-
	Б	0,45	0,57	0,64	0,77	0,9	1	-	-	-	-	-	-
	В	0,45	0,57	0,64	0,77	0,9	1	-	-	-	-	-	-
	легкий при мелком заполнителе:	-	-	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	плотном пористом	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	-	-	-	-
		0,57	0,66	0,74	0,8	1	1	1,1	1,2	-	-	-	-

Таблица 1.2 – Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа

Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие											
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый: естественного твердения подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	18 16	21 19	23 20,5	27 24	30 27	32,5 29	34,5 31	36 32,5	37,5 34	39 35	39,5 35,5	40 36
Мелкозернистый групп: А - естественного твердения подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	15,5	17,5	19,5	22	24	26	27,5	28,5	-	-	-	-
Б - естественного твердения подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	14 14	15,5 15,5	17 17	20 20	21,5 21,5	23 23	24 -	24,5 -	- -	- -	- -	- -
В - автоклавного твердения	13	14,5	15,5	17,5	19	20,5	-	-	-	-	-	-
	-	-	16,5	18	19,5	21	22	23	23,5	24	24,5	25
Легкий при марке по средней плотности:												
1400	11	11,7	12,5	13,5	14,5	15,5	- 18	-	-	-	-	-
1600	12,5	13,2	14	15,5	16,5	17,5	20,5	- 21	-	-	-	-
1800	14	14,7	15,5	17	18,5	19,5	23	23,5	-	-	-	-
2000	16	17	18	19,5	21				-	-	-	-

Таблица 1.3 – Расчетные сопротивления основных видов стержневой и проволочной арматуры для предельных состояний первой группы, МПа

Вид арматуры	Вид сопротивления		
	Растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной	поперечной (хомутов и отогнутых стержней)	
Стержневая арматура классов: A240			
A300	225	175	225
A400 диаметром, мм: 6...8	280	225	280
10...40			
A600	355	285*	355
A800 A1000	365	290*	365
	510	405	400
	680	545	400
	815	650	400
Проволочная арматура классов: Bp500			
диаметром, мм:			
3	375	270	375
4	365	265	360
5	360	260	400
B1200 диаметром, мм: 3			
4	1240	990	400
5			
6	1180	940	400
7	1110	890	400
8	1050	835	400
Bp1200 диаметром, мм: 3			
4	980	785	400
5	915	730	400
6			
7	1215	970	400
8			
1145	915	400	
K1400 диаметром, мм: 6			
1045	835	400	
9	980	785	400
12	915	730	400
15	850	680	400
	1210	965	400
	1145	915	400
	1110	890	400
	1080	865	400

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A400, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются равными 255 МПа

Таблица 1.4 – Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры. Сортамент стержневой арматуры и арматурной проволоки

Номиналь ный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и арматурной проволоки, мм , при числе стержней									Теорети ческая масса 1 м, кг	Сортамент арматуры								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400	A300	A600	A1000	A1600C	A1800	A800	Bp500	B1200, Bp1200
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	-	-	-	-	-	-	-	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	-	-	-	-	-	-	-	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	-	-	-	-	-	-	-	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	-	-	-	-	-	-	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	-	-	-	-	-	-	-	-	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	-	-	-	-	-	-	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	+	-	-	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	+	-	-	-
14	159,3	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	+	+	-	-	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	-	-	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	+	+	-	-	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	+	+	+	-	-	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	+	+	-	-	-
25	490,9	928	1473	1963	2425	2945	3436	3927	4418	3,840	+	+	-	+	+	+	-	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,830	+	+	-	+	+	+	-	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310	+	+	-	-	+	+	-	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	+	+	-	-	-	-	-	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	-	-	-	-	-	-	-

Примечание: Для проволоки класса Вр500 теоретическая масса 1 м при диаметрах 3, 4 и 5 мм принимается соответственно равной 0,052, 0,092 и 0,144 кг.

Таблица 1.5 – Сортамент арматурных канатов класса К1400

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов мм ² , при их числе									Теоретическая масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3	0,173
9	51	102	153	204	255	306	357	408	459	0,402
12	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4	0,714
15	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1,116

Таблица 1.6 – Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,01	0,995	0,01	0,31	0,845	0,262	0,61	0,695	0,424
0,02	0,99	0,02	0,32	0,84	0,269	0,62	0,69	0,428
0,03	0,985	0,03	0,33	0,835	0,267	0,63	0,685	0,432
0,04	0,98	0,039	0,34	0,83	0,282	0,64	0,68	0,435
0,5	0,975	0,049	0,35	0,825	0,289	0,65	0,675	0,439
0,06	0,97	0,058	0,36	0,82	0,295	0,66	0,67	0,442
0,07	0,965	0,068	0,37	0,815	0,302	0,67	0,665	0,446
0,08	0,96	0,077	0,38	0,81	0,308	0,68	0,66	0,499
0,09	0,955	0,086	0,39	0,805	0,314	0,69	0,655	0,452
0,1	0,95	0,095	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,11	0,945	0,104	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,12	0,94	0,113	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,13	0,935	0,122	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,14	0,93	0,13	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,15	0,925	0,139	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,16	0,92	0,147	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,17	0,915	0,156	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,18	0,91	0,164	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,19	0,905	0,172	0,49	0,755	0,37	1	0,5	0,5
0,2	0,9	0,18	0,5	0,75	0,375	-	-	-
0,21	0,895	0,188	0,51	0,745	0,38	-	-	-
0,22	0,89	0,196	0,52	0,74	0,385	-	-	-
0,23	0,885	0,204	0,53	0,735	0,39	-	-	-
0,24	0,88	0,211	0,54	0,730	0,394	-	-	-
0,25	0,875	0,219	0,55	0,725	0,399	-	-	-
0,26	0,87	0,226	0,56	0,72	0,403	-	-	-
0,27	0,865	0,234	0,57	0,715	0,407	-	-	-
0,28	0,86	0,241	0,58	0,71	0,412	-	-	-
0,29	0,855	0,243	0,59	0,705	0,416	-	-	-
0,3	0,85	0,255	0,6	0,7	0,42	-	-	-

Таблица 1.7 – Коэффициенты φ_b и φ_{sb} для расчета сжатых элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом

Коэффициент	N_l / N	При l_0 / h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
φ_{sb}	А. При $a = a' < 0,15 h$ и отсутствии промежуточных стержней или при площади сечения этих стержней менее $A_{s,tot} / 3$								
	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
	1	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
	Б. При $0,25 h > a = a' \geq 0,15 h$ или при площади сечения промежуточных стержней равной или более $A_{s,tot} / 3$, независимо от величины a								
	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,7	0,63

**Основные характеристики арматурных сеток
по ГОСТ 8478-81**

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
1	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$	1040	86030	81340
2	$\frac{5Bp500 - 200 + (\times 100) + 200}{5Bp500 - 150} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	1140	71350	54230
3	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 200) + 100} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	1140	32110	26140
4	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	1280	82610	81340
5	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 50} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	1280	82610	162680
6	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 300} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	17430
7	$\frac{4Bp500 - 200}{6A400 - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	49525
8	$\frac{4Bp500 - 200}{8A400 - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	88025
9	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 200) + 100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$	1340	31220	26140
10	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	1440	29050	26140
11	$\frac{4Bp500 - 200}{5Bp500 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	1440	29050	40670
12	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 100} 1500 \times L \frac{C_1}{30}$	1500	27890	52290
13	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$	1540	84510	81340

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
14	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 50} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$	1540	84510	162680
15	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 100} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	1660	28350	52290
16	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	1660	28350	26140
17	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	83070	81340
18	$\frac{5Bp500 - (\times 150) + 100}{5Bp500 - 150} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	58840	54230
19	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{5Bp500 - 200} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	44990	40670
23	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 2550 \times 6050 \times 25$	2550	82930	81340
24	$\frac{5Bp500 - (\times 150) + 100}{5Bp500 - 150} 2550 \times 6050 \times 25$	2550	57420	54230
27	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	42810	54230
28	$\frac{4Bp500 - 200}{6A400 - 150} 2660 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	27530	66037
29	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 170}{5Bp500 - 100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	43110	81340
30	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 170}{6A400 - 100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	27720	99050
31	$\frac{3Bp500 - (\times 200) + (\times 100)}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	20040	11790
32	$\frac{3Bp500 - 100}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	30070	11790

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усиление, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
33	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + (\times 100)}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	35580	11790
34	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	28460	11790
35	$\frac{4Bp500 - 100}{3Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	14730
36	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	28460	20920
37	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	44270	14730
38	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	44270	20920
39	$\frac{4Bp500 - 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	20920
40	$\frac{4Bp500 - 100}{4Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	26140
41	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{5Bp500 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	43970	54230
42	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{6A400 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	43970	66037
43	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{8A400 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	28270	117363
44	$\frac{5Bp500 - 200}{5Bp500 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	42950	54230
45	$\frac{5Bp500 - 200}{6A400 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	42950	66037
46	$\frac{4Bp500 - 200}{8A400 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	27620	117363

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усиление, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
47	$\frac{5Bp500-200}{5Bp500-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	42420	54230
48	$\frac{4Bp500-200}{8A400-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	27260	117363
49	$\frac{5Bp500-200}{6A400-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	42420	66037
50	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{5Bp500-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	43970	54230
51	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{6A400-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	43970	66037
52	$\frac{4Bp500-(\times 200)+100}{8A400-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	28270	117363
53	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{6A400-150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	43410	66037
54	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{8A400-150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	43410	117363
55	$\frac{5Bp500-200}{6A400-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	42570	66037
56	$\frac{5Bp500-200}{8A400-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	42570	117363

Примечания:

1. В марках сеток обозначение классов арматуры и прочностные характеристики сеток соответствуют СП 63.13330.2012
2. Сетки с номерами 27-30 и 41-56 имеют укороченные стержни, длина которых указана в знаменателе графе «Ширина сетки»

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ДЛЯ СТУДЕНТОВ ПО ОРГАНИЗАЦИИ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«Железобетонные и каменные конструкции»**

Направление подготовки

08.03.01 Строительство

Ставрополь

СОДЕРЖАНИЕ

1. Самостоятельная работа как важнейшая форма учебного процесса
2. Цели и основные задачи СРС
3. Виды самостоятельной работы
4. Организация СРС
5. Общие рекомендации по организации самостоятельной работы
6. Самостоятельная работа студента – необходимое звено становления исследователя и специалиста
- 1.** Методические рекомендации для студентов по отдельным формам самостоятельной работы

Самостоятельная работа как важнейшая форма учебного процесса

Самостоятельная работа – планируемая учебная, учебно- исследовательская, научно-исследовательская работа студентов, выполняемая во внеаудиторное (аудиторное) время по заданию и при методическом руководстве преподавателя, но без его непосредственного участия (при частичном непосредственном участии преподавателя, оставляющем ведущую роль за работой студентов).

Самостоятельная работа студентов в ВУЗе является важным видом учебной и научной деятельности студента. Самостоятельная работа студентов играет значительную роль в рейтинговой технологии обучения. Государственным стандартом предусматривается, как правило, 50% часов из общей трудоемкости дисциплины на самостоятельную работу студентов (далее СРС). В связи с этим, обучение в ВУЗе включает в себя две, практически одинаковые по объему и взаимовлиянию части – процесса обучения и процесса самообучения. Поэтому СРС должна стать эффективной и целенаправленной работой студента.

Концепцией модернизации российского образования определены основные задачи профессионального образования - "подготовка квалифицированного работника соответствующего уровня и профиля, конкурентоспособного на рынке труда, компетентного, ответственного, свободно владеющего своей профессией и ориентированного в смежных областях деятельности, способного к эффективной работе по специальности на уровне мировых стандартов, готового к постоянному профессиональному росту, социальной и профессиональной мобильности".

Решение этих задач невозможно без повышения роли самостоятельной работы студентов над учебным материалом, усиления ответственности преподавателей за развитие навыков самостоятельной работы, за стимулирование профессионального роста студентов, воспитание творческой активности и инициативы.

К современному специалисту общество предъявляет достаточно широкий перечень требований, среди которых немаловажное значение имеет наличие у выпускников определенных способностей и умения самостоятельно добывать знания из различных источников, систематизировать полученную информацию, давать оценку конкретной финансовой ситуации. Формирование такого умения происходит в течение всего периода обучения через участие студентов в практических занятиях, выполнение контрольных заданий и тестов, написание курсовых и выпускных квалификационных работ. При этом самостоятельная работа студентов играет решающую роль в ходе всего учебного процесса.

Формы самостоятельной работы студентов разнообразны. Они включают в себя:

- изучение и систематизацию официальных государственных документов - законов, постановлений, указов, нормативно-инструкционных и справочных материалов с использованием информационно-поисковых систем "Консультант-плюс", "Гарант", глобальной сети "Интернет";
- изучение учебной, научной и методической литературы
- - Электронно-библиотечная система «Университетская библиотека онлайн»;
- - Электронная библиотека; e.lanbook.com - Электронно-библиотечная система «Лань»)

- изучение материалов периодических изданий с привлечением электронных средств официальной, статистической, периодической и научной информации
 - Федеральная служба государственной статистики);
 - подготовку докладов и рефератов, написание курсовых и выпускных квалификационных работ;
 - участие в работе студенческих конференций, комплексных научных исследованиях.
- Самостоятельная работа приобщает студентов к научному творчеству, поиску и решению актуальных современных проблем.

2. Цели и основные задачи СРС

Ведущая цель организации и осуществления СРС должна совпадать с целью обучения студента – подготовкой специалиста и бакалавра с высшим образованием. При организации СРС важным и необходимым условием становятся формирование умения самостоятельной работы для приобретения знаний, навыков и возможности организации ученой и научной деятельности.

Целью самостоятельной работы студентов является овладение фундаментальными знаниями, профессиональными умениями и навыками деятельности по профилю, опытом творческой, исследовательской деятельности. Самостоятельная работа студентов способствует развитию самостоятельности, ответственности и организованности, творческого подхода к решению проблем учебного и профессионального уровня.

Задачами СРС являются:

- систематизация и закрепление полученных теоретических знаний и практических умений студентов;
 - углубление и расширение теоретических знаний;
 - формирование умений использовать нормативную, правовую, справочную документацию и специальную литературу;
 - развитие познавательных способностей и активности студентов: творческой инициативы, самостоятельности, ответственности и организованности;
 - формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, самосовершенствованию и самореализации;
 - развитие исследовательских умений;
- использование материала, собранного и полученного в ходе самостоятельных занятий на семинарах, на практических и лабораторных занятиях, при написании курсовых и выпускной квалификационной работ, для эффективной подготовки к итоговым зачетам и экзаменам.

3. Виды самостоятельной работы

В образовательном процессе высшего профессионального образовательного учреждения выделяется два вида самостоятельной работы:

- аудиторная, под руководством преподавателя, и внеаудиторная. Тесная взаимосвязь этих видов работ предусматривает дифференциацию и эффективность результатов ее

выполнения и зависит от организации, содержания, логики учебного процесса (межпредметных связей, перспективных знаний и др.):

Аудиторная самостоятельная работа по дисциплине выполняется на учебных занятиях под непосредственным руководством преподавателя и по его заданию.

- внеаудиторная самостоятельная работа выполняется студентом по заданию преподавателя, но без его непосредственного участия.

Основными видами самостоятельной работы студентов без участия преподавателей являются:

- формирование и усвоение содержания конспекта лекций на базе рекомендованной лектором учебной литературы, включая информационные образовательные ресурсы (электронные учебники, электронные библиотеки и др.);
- написание рефератов;
- подготовка к семинарам и лабораторным работам, их оформление;
- выполнение курсовых проектов и расчетно-графических работ;
- подготовка практических разработок;
- выполнение домашних заданий в виде решения отдельных задач, проведения типовых расчетов, расчетно-компьютерных и индивидуальных работ по отдельным разделам содержания дисциплин и т.д.;
- компьютерный текущий самоконтроль и контроль успеваемости на базе электронных обучающих и аттестующих тестов.

Основными видами самостоятельной работы студентов с участием преподавателей являются:

- текущие консультации;
- коллоквиум как форма контроля освоения теоретического содержания дисциплин: (в часы консультаций, предусмотренных учебным планом);
- прием и разбор домашних заданий (в часы практических занятий);
- прием и защита лабораторных работ (во время проведения л/р);
- выполнение курсовых работ (проектов) в рамках дисциплин (руководство, консультирование и защита курсовых работ (в часы, предусмотренные учебным планом);
- прохождение и оформление результатов практик (руководство и оценка уровня сформированности профессиональных умений и навыков);
- выполнение выпускной квалификационной работы (руководство, консультирование и защита выпускных квалификационных работ) и др.

4. Организация СРС

Методика организации самостоятельной работы студентов зависит от структуры, характера и особенностей изучаемой дисциплины, объема часов на ее изучение, вида заданий для самостоятельной работы студентов, индивидуальных качеств студентов и условий учебной деятельности.

Процесс организации самостоятельной работы студентов включает в себя следующие этапы:

- подготовительный (определение целей, составление программы, подготовка методического обеспечения, подготовка оборудования);
- основной (реализация программы, использование приемов поиска информации, усвоения, переработки, применения, передачи знаний, фиксирование результатов, самоорганизация процесса работы);
- заключительный (оценка значимости и анализ результатов, их систематизация, оценка эффективности программы и приемов работы, выводы о направлениях оптимизации труда).

Организацию самостоятельной работы студентов обеспечивают: факультет, кафедра, учебный и методический отделы, преподаватель, библиотека, ТСО, ИВТ, издательство и др.

Деятельность студентов по формированию и развитию навыков учебной самостоятельной работы

В процессе самостоятельной работы студент приобретает навыки самоорганизации, самоконтроля, самоуправления, саморефлексии и становится активным самостоятельным субъектом учебной деятельности.

Выполняя самостоятельную работу под контролем преподавателя студент должен:

- освоить минимум содержания, выносимый на самостоятельную работу студентов и предложенный преподавателем в соответствии с Государственными образовательными стандартами высшего профессионального образования (ГОС ВПО/ГОС СПО) по данной дисциплине.
- планировать самостоятельную работу в соответствии с графиком самостоятельной работы, предложенным преподавателем.
- самостоятельную работу студент должен осуществлять в организационных формах, предусмотренных учебным планом и рабочей программой преподавателя.
- выполнять самостоятельную работу и отчитываться по ее результатам в соответствии с графиком представления результатов, видами и сроками отчетности по самостоятельной работе студентов.

студент может:

сверх предложенного преподавателем (при обосновании и согласовании с ним) и минимума обязательного содержания, определяемого ГОС ВПО/ГОС СПО по данной дисциплине:

- самостоятельно определять уровень (глубину) проработки содержания материала;
- предлагать дополнительные темы и вопросы для самостоятельной проработки;
- в рамках общего графика выполнения самостоятельной работы предлагать обоснованный индивидуальный график выполнения и отчетности по результатам самостоятельной работы;
- предлагать свои варианты организационных форм самостоятельной работы;
- использовать для самостоятельной работы методические пособия, учебные пособия, разработки сверх предложенного преподавателем перечня;

–использовать не только контроль, но и самоконтроль результатов самостоятельной работы в соответствии с методами самоконтроля, предложенными преподавателем или выбранными самостоятельно.

Самостоятельная работа студентов должна оказывать важное влияние на формирование личности будущего специалиста, она планируется студентом самостоятельно. Каждый студент самостоятельно определяет режим своей работы и меру труда, затрачиваемого на овладение учебным содержанием по каждой дисциплине. Он выполняет внеаудиторную работу по личному индивидуальному плану, в зависимости от его подготовки, времени и других условий.

5. Общие рекомендации по организации самостоятельной работы

Основной формой самостоятельной работы студента является изучение конспекта лекций, их дополнение, рекомендованной литературы, активное участие на практических и семинарских занятиях. Но для успешной учебной деятельности, ее интенсификации, необходимо учитывать следующие субъективные факторы:

1. Знание школьного программного материала, наличие прочной системы знаний, необходимой для усвоения основных вузовских курсов. Это особенно важно для математических дисциплин. Необходимо отличать пробелы в знаниях, затрудняющие усвоение нового материала, от малых способностей. Затратив силы на преодоление этих пробелов, студент обеспечит себе нормальную успеваемость и поверит в свои способности.

2. Наличие умений, навыков умственного труда:

а) умение конспектировать на лекции и при работе с книгой;

б) владение логическими операциями: сравнение, анализ, синтез, обобщение, определение понятий, правила систематизации и классификации.

Специфика познавательных психических процессов: внимание, память, речь, наблюдательность, интеллект и мышление. Слабое развитие каждого из них становится серьезным препятствием в учебе.

3. Хорошая работоспособность, которая обеспечивается нормальным физическим состоянием. Ведь серьезное учение - это большой многосторонний и разнообразный труд. Результат обучения оценивается не количеством сообщаемой информации, а качеством ее усвоения, умением ее использовать и развитием у себя способности к дальнейшему самостоятельному образованию.

4. Соответствие избранной деятельности, профессии индивидуальным способностям. Необходимо выработать у себя умение саморегулировать свое эмоциональное состояние и устранять обстоятельства, нарушающие деловой настрой, мешающие намеченной работе.

5. Овладение оптимальным стилем работы, обеспечивающим успех в деятельности. Чередование труда и пауз в работе, периоды отдыха, индивидуально обоснованная норма продолжительности сна, предпочтение вечерних или утренних занятий, стрессоустойчивость на экзаменах и особенности подготовки к ним,

6. Уровень требований к себе, определяемый сложившейся самооценкой.

Адекватная оценка знаний, достоинств, недостатков - важная составляющая самоорганизации человека, без нее невозможна успешная работа по управлению своим

поведением, деятельностью.

Одна из основных особенностей обучения в высшей школе заключается в том, что постоянный внешний контроль заменяется самоконтролем, активная роль в обучении принадлежит уже не столько преподавателю, сколько студенту.

Зная основные методы научной организации умственного труда, можно при наименьших затратах времени, средств и трудовых усилий достичь наилучших результатов. Эффективность усвоения поступающей информации зависит от работоспособности человека в тот или иной момент его деятельности.

Работоспособность - способность человека к труду с высокой степенью напряженности в течение определенного времени. Различают внутренние и внешние факторы работоспособности.

К внутренним факторам работоспособности относятся интеллектуальные особенности, воля, состояние здоровья.

К внешним:

- организация рабочего места, режим труда и отдыха;
- уровень организации труда - умение получить справку и пользоваться информацией;
- величина умственной нагрузки.

Выдающийся русский физиолог Н. Е. Введенский выделил следующие условия продуктивности умственной деятельности:

- во всякий труд нужно входить постепенно;
- мерность и ритм работы. Разным людям присущ более или менее разный темп работы;
- привычная последовательность и систематичность деятельности;
- правильное чередование труда и отдыха.

Отдых не предполагает обязательного полного бездействия со стороны человека, он может быть достигнут простой переменой дела. В течение дня работоспособность изменяется. Наиболее плодотворным является *утреннее время (с 8 до 14 часов)*, причем максимальная работоспособность приходится на период с 10 до 13 часов, затем *послеобеденное* - (с 16 до 19 часов) и *вечернее* (с 20 до 24 часов). Очень трудный для понимания материал лучше изучать в начале каждого отрезка времени (лучше всего утреннего) после хорошего отдыха. Через 1-1,5 часа нужны перерывы по 10 - 15 мин, через 3 - 4 часа работы отдых должен быть продолжительным - около часа. Составной частью научной организации умственного труда является овладение техникой умственного труда.

Физически здоровый молодой человек, обладающий хорошей подготовкой и нормальными способностями, должен, будучи студентом, отдавать *учению 9-10 часов в день* (из них 6 часов в вузе и 3 - 4 часа дома). Любой предмет нельзя изучить за несколько дней перед экзаменом. Если студент в году работает систематически, то он быстро все вспомнит, восстановит забытое. Если же подготовка шла аврально, то у студента не будет даже общего представления о предмете, он забудет все сданное.

Следует взять за правило: *учиться ежедневно, начиная с первого дня семестра.*

Время, которым располагает студент для выполнения учебного плана, складывается из двух составляющих: одна из них - это аудиторная работа в вузе по расписанию занятий, другая - внеаудиторная самостоятельная работа. Задания и материалы для

самостоятельной работы выдаются во время учебных занятий по расписанию, на этих же занятиях преподаватель осуществляет контроль за самостоятельной работой, а также оказывает помощь студентам по правильной организации работы.

Чтобы выполнить весь объем самостоятельной работы, необходимо заниматься по 3 - 5 часов ежедневно. Начинать самостоятельные внеаудиторные занятия следует с первых же дней семестра, пропущенные дни будут потеряны безвозвратно, компенсировать их позднее усиленными занятиями без снижения качества работы и ее производительности невозможно. Первые дни семестра очень важны для того, чтобы включиться в работу, установить определенный порядок, равномерный ритм на весь семестр.

Ритм в работе - это ежедневные самостоятельные занятия, желательно в одни и те же часы, при целесообразном чередовании занятий с перерывами для отдыха. Вначале для того, чтобы организовать ритмичную работу, требуется сознательное напряжение воли. Как только человек втянулся в работу, принуждение снижается, возникает привычка, работа становится потребностью.

Если порядок в работе и ее ритм установлены правильно, то студент изо дня в день может работать, не снижая своей производительности и не перегружая себя. Правильная смена одного вида работы другим позволяет отдыхать, не прекращая работы.

Таким образом, первая задача организации внеаудиторной самостоятельной работы – это составление расписания, которое должно отражать время занятий, их характер (теоретический курс, практические занятия, графические работы, чтение), перерывы на обед, ужин, отдых, сон, проезд и т.д. Расписание не предопределяет содержания работы, ее содержание неизбежно будет изменяться в течение семестра. Порядок же следует закрепить на весь семестр и приложить все усилия, чтобы поддерживать его неизменным (кроме исправления ошибок в планировании, которые могут возникнуть из-за недооценки объема работы или переоценки своих сил).

При однообразной работе человек утомляется больше, чем при работе разного характера. Однако не всегда целесообразно заниматься многими учебными дисциплинами в один и тот же день, так как при каждом переходе нужно вновь сосредоточить внимание, что может привести к потере времени. Наиболее целесообразно ежедневно работать не более чем над двумя-тремя дисциплинами.

Начиная работу, не нужно стремиться делать вначале самую тяжелую ее часть, надо выбрать что-нибудь среднее по трудности, затем перейти к более трудной работе. И напоследок оставить легкую часть, требующую не столько больших интеллектуальных усилий, сколько определенных моторных действий (черчение, построение графиков и т.п.).

Самостоятельные занятия потребуют интенсивного умственного труда, который необходимо не только правильно организовать, но и стимулировать. При этом очень важно уметь поддерживать устойчивое внимание к изучаемому материалу. Выработка внимания требует значительных волевых усилий. Именно поэтому, если студент замечает, что он часто отвлекается во время самостоятельных занятий, ему надо заставить себя сосредоточиться. Подобную процедуру необходимо проделывать постоянно, так как это является тренировкой внимания. Устойчивое внимание появляется тогда, когда человек относится к делу с интересом.

Следует правильно организовать свои занятия по времени: 50 минут - работа, 5-10 минут - перерыв; после 3 часов работы перерыв - 20-25 минут. Иначе нарастающее утомление

повлечет неустойчивость внимания. Очень существенным фактором, влияющим на повышение умственной работоспособности, являются систематические занятия физической культурой. Организация активного отдыха предусматривает чередование умственной и физической деятельности, что полностью восстанавливает работоспособность человека.

6. Самостоятельная работа студента - необходимое звено становления исследователя и специалиста

Прогресс науки и техники, информационных технологий приводит к значительному увеличению научной информации, что предъявляет более высокие требования не только к моральным, нравственным свойствам человека, но и в особенности, постоянно возрастающие требования в области образования – обновление, модернизация общих и профессиональных знаний, умений специалиста.

Всякое образование должно выступать как динамический процесс, присущий человеку и продолжающийся всю его жизнь. Овладение научной мыслью и языком науки является необходимой составляющей в самоорганизации будущего специалиста исследователя. Под этим понимается не столько накопление знаний, сколько овладение научно обоснованными способами их приобретения. В этом, вообще говоря, состоит основная задача вуза.

Специфика вузовского учебного процесса, в организации которого самостоятельной работе студента отводятся все больше места, состоит в том, что он является как будто бы последним и самым адекватным звеном для реализации этой задачи. Ибо во время учебы в вузе происходит выработка стиля, навыков учебной (познавательной) деятельности, рациональный характер которых будет способствовать постоянному обновлению знаний высококвалифицированного выпускника вуза.

Однако до этого пути существуют определенные трудности, в частности, переход студента от синтетического процесса обучения в средней школе, к аналитическому в высшей. Это связано как с новым содержанием обучения (расширение общего образования и углубление профессиональной подготовки), так и с новыми, неизвестными до сих пор формами: обучения (лекции, семинары, лабораторные занятия и т.д.). Студент получает не только знания, предусмотренные программой и учебными пособиями, но он также должен познакомиться со способами приобретения знаний так, чтобы суметь оценить, что мы знаем, откуда мы это знаем и как этого знания мы достигли. Ко всему этому приходят через собственную самостоятельную работу.

Это и потому, что самостоятельно приобретенные знания являются более оперативными, они становятся личной собственностью, а также мотивом поведения, развивают интеллектуальные черты, внимание, наблюдательность, критичность, умение оценивать. Роль преподавателя в основном заключается в руководстве накопления знаний (по отношению к первокурсникам), а в последующие годы учебы, на старших курсах, в совместном установлении проблем и заботе о самостоятельных поисках студента, а также контролирования за их деятельностью. Отметим, что нельзя ограничиваться только приобретением знаний предусмотренных программой изучаемой дисциплины, надо постоянно углублять полученные знания, сосредотачивая их на какой-нибудь узкой

определенной области, соответствующей интересам студента. Углубленное изучение всех предметов, предусмотренных программой, на практике является возможным, и хорошая организация работы позволяет экономить время, что создает условия для глубокого, систематического, заинтересованного изучения самостоятельно выбранной студентом темы.

Конечно, все советы, примеры, рекомендации в этой области, даваемые преподавателем, или определенными публикациями, или другими источниками, не гарантируют никакого успеха без проявления собственной активности в этом деле, т.е. они не дают готовых рецептов, а должны способствовать анализу собственной работы, ее целей, организации в соответствии с индивидуальными особенностями. Учитывая личные возможности, существующие условия жизни и работы, навыки, на основе этих рекомендаций, возможно, выработать индивидуально обоснованную совокупность методов, способов, найти свой стиль или усовершенствовать его, чтобы изучив определенный материал, иметь время оценить его значимость, пригодность и возможности его применения, чтобы, в конечном счете, обеспечить успешность своей учебы с будущей профессиональной деятельности

7. Методические рекомендации для студентов по отдельным формам самостоятельной работы.

С первых же сентябрьских дней на студента обрушивается громадный объем информации, которую необходимо усвоить. Нужный материал содержится не только в лекциях (запомнить его – это только малая часть задачи), но и в учебниках, книгах, статьях. Порой возникает необходимость привлекать информационные ресурсы Интернет.

Система вузовского обучения подразумевает значительно большую самостоятельность студентов в планировании и организации своей деятельности. Вчерашнему школьнику сделать это бывает весьма непросто: если в школе ежедневный контроль со стороны учителя заставлял постоянно и систематически готовиться к занятиям, то в вузе вопрос об уровне знаний вплотную встает перед студентом только в период сессии. Такая ситуация оборачивается для некоторых соблазном весь семестр посвятить свободному времяпрепровождению («когда будет нужно – выучу!»), а когда приходит пора экзаменов, материала, подлежащего усвоению, оказывается так много, что никакая память не способна с ним справиться в оставшийся промежуток времени.

Работа с книгой

При работе с книгой необходимо подобрать литературу, научиться правильно ее читать, вести записи. Для подбора литературы в библиотеке используются алфавитный и систематический каталоги.

Важно помнить, что рациональные навыки работы с книгой - это всегда большая экономия времени и сил.

Правильный подбор учебников рекомендуется преподавателем, читающим лекционный курс. Необходимая литература может быть также указана в методических разработках по данному курсу.

Изучая материал по учебнику, следует переходить к следующему вопросу только после правильного уяснения предыдущего, описывая на бумаге все выкладки и вычисления (в том числе те, которые в учебнике опущены или на лекции даны для самостоятельного вывода).

При изучении любой дисциплины большую и важную роль играет самостоятельная индивидуальная работа.

Особое внимание следует обратить на определение основных понятий курса. Студент должен подробно разбирать примеры, которые поясняют такие определения, и уметь строить аналогичные примеры самостоятельно. Нужно добиваться точного представления о том, что изучаешь. Полезно составлять опорные конспекты. При изучении материала по учебнику полезно в тетради (на специально отведенных полях) дополнять конспект лекций. Там же следует отмечать вопросы, выделенные студентом для консультации с преподавателем.

Выводы, полученные в результате изучения, рекомендуется в конспекте выделять, чтобы они при перечитывании записей лучше запоминались.

Опыт показывает, что многим студентам помогает составление листа опорных сигналов, содержащего важнейшие и наиболее часто употребляемые формулы и понятия. Такой лист помогает запомнить формулы, основные положения лекции, а также может служить постоянным справочником для студента.

Различают два вида чтения; первичное и вторичное. *Первичное* - это внимательное, неторопливое чтение, при котором можно остановиться на трудных местах. После него не должно остаться ни одного непонятного слова. Содержание не всегда может быть понятно после первичного чтения.

Задача *вторичного* чтения - полное усвоение смысла целого (по счету это чтение может быть и не вторым, а третьим или четвертым).

Правила самостоятельной работы с литературой. Как уже отмечалось, самостоятельная работа с учебниками и книгами (а также самостоятельное теоретическое исследование проблем, обозначенных преподавателем на лекциях) – это важнейшее условие формирования у себя научного способа познания. Основные советы здесь можно свести к следующим:

- Составить перечень книг, с которыми Вам следует познакомиться; «не старайтесь запомнить все, что вам в ближайшее время не понадобится, – советует студенту и молодому ученому Г. Селье, – запомните только, где это можно отыскать» (Селье, 1987. С. 325).
- Сам такой перечень должен быть систематизированным (что необходимо для семинаров, что для экзаменов, что пригодится для написания курсовых и дипломных работ, а что Вас интересует за рамками официальной учебной деятельности, то есть что может расширить Вашу общую культуру...).
- Обязательно выписывать все выходные данные по каждой книге (при написании курсовых и дипломных работ это позволит очень сэкономить время).
- Разобраться для себя, какие книги (или какие главы книг) следует прочитать более внимательно, а какие – просто просмотреть.
- При составлении перечней литературы следует посоветоваться с преподавателями и научными руководителями (или даже с более подготовленными и эрудированными сокурсниками), которые помогут Вам лучше сориентироваться, на что стоит обратить большее внимание, а на что вообще не стоит тратить время...
- Естественно, все прочитанные книги, учебники и статьи следует конспектировать, но это не означает, что надо конспектировать «все подряд»: можно выписывать кратко основные идеи автора и иногда приводить наиболее яркие и показательные цитаты (с

указанием страниц).

- Если книга – Ваша собственная, то допускается делать на полях книги краткие пометки или же в конце книги, на пустых страницах просто сделать свой «предметный указатель», где отмечаются наиболее интересные для Вас мысли и обязательно указываются страницы в тексте автора (это очень хороший совет, позволяющий экономить время и быстро находить «избранные» места в самых разных книгах).

- Если Вы раньше мало работали с научной литературой, то следует выработать в себе способность «воспринимать» сложные тексты; для этого лучший прием – научиться «читать медленно», когда Вам понятно каждое прочитанное слово (а если слово незнакомое, то либо с помощью словаря, либо с помощью преподавателя обязательно его узнать), и это может занять немалое время (у кого-то – до нескольких недель и даже месяцев); опыт показывает, что после этого студент каким-то «чудом» начинает буквально заглатывать книги и чуть ли не видеть «сквозь обложку», стоящая это работа или нет...

- «Либо читайте, либо перелистывайте материал, но не пытайтесь читать быстро... Если текст меня интересует, то чтение, размышление и даже фантазирование по этому поводу сливаются в единый процесс, в то время как вынужденное скорочтение не только не способствует качеству чтения, но и не приносит чувства удовлетворения, которое мы получаем, размышляя о прочитанном», – советует Г. Селье (Селье, 1987. – С. 325-326).

- Есть еще один эффективный способ оптимизировать знакомство с научной литературой – следует увлечься какой-то идеей и все книги просматривать с точки зрения данной идеи. В этом случае студент (или молодой ученый) будет как бы искать аргументы «за» или «против» интересующей его идеи, и одновременно он будет как бы общаться с авторами этих книг по поводу своих идей и размышлений... Проблема лишь в том, как найти «свою» идею...

Чтение научного текста является частью познавательной деятельности. Ее цель – извлечение из текста необходимой информации. От того на сколько осознанна читающим собственная внутренняя установка при обращении к печатному слову (найти нужные сведения, усвоить информацию полностью или частично, критически проанализировать материал и т.п.) во многом зависит эффективность осуществляемого действия.

Выделяют **четыре основные установки в чтении научного текста**:

1. информационно-поисковый (задача – найти, выделить искомую информацию)
2. усваивающая (усилия читателя направлены на то, чтобы как можно полнее осознать и запомнить как сами сведения излагаемые автором, так и всю логику его рассуждений)
3. аналитико-критическая (читатель стремится критически осмыслить материал, проанализировав его, определив свое отношение к нему)
4. творческая (создает у читателя готовность в том или ином виде – как отправной пункт для своих рассуждений, как образ для действия по аналогии и т.п. – использовать суждения автора, ход его мыслей, результат наблюдения, разработанную методику, дополнить их, подвергнуть новой проверке).

С наличием различных установок обращения к научному тексту связано существование и нескольких **видов чтения**:

1. библиографическое – просматривание карточек каталога, рекомендательных списков,

сводных списков журналов и статей за год и т.п.;

2. просмотровое – используется для поиска материалов, содержащих нужную информацию, обычно к нему прибегают сразу после работы со списками литературы и каталогами, в результате такого просмотра читатель устанавливает, какие из источников будут использованы в дальнейшей работе;

3. ознакомительное – подразумевает сплошное, достаточно подробное прочтение отобранных статей, глав, отдельных страниц, цель – познакомиться с характером информации, узнать, какие вопросы вынесены автором на рассмотрение, провести сортировку материала;

4. изучающее – предполагает доскональное освоение материала; в ходе такого чтения проявляется доверие читателя к автору, готовность принять изложенную информацию, реализуется установка на предельно полное понимание материала;

5. аналитико-критическое и творческое чтение – два вида чтения близкие между собой тем, что участвуют в решении исследовательских задач. Первый из них предполагает направленный критический анализ, как самой информации, так и способов ее получения и подачи автором; второе – поиск тех суждений, фактов, по которым или в связи с которыми, читатель считает нужным высказать собственные мысли.

Из всех рассмотренных видов чтения основным для студентов является изучающее – именно оно позволяет в работе с учебной литературой накапливать знания в различных областях. Вот почему именно этот вид чтения в рамках учебной деятельности должен быть освоен в первую очередь. Кроме того, при овладении данным видом чтения формируются основные приемы, повышающие эффективность работы с научным текстом.

Основные виды систематизированной записи прочитанного:

1. Аннотирование – предельно краткое связное описание просмотренной или прочитанной книги (статьи), ее содержания, источников, характера и назначения;

2. Планирование – краткая логическая организация текста, раскрывающая содержание и структуру изучаемого материала;

3. Тезирование – лаконичное воспроизведение основных утверждений автора без привлечения фактического материала;

4. Цитирование – дословное выписывание из текста выдержек, извлечений, наиболее существенно отражающих ту или иную мысль автора;

5. Конспектирование – краткое и последовательное изложение содержания прочитанного.

Конспект – сложный способ изложения содержания книги или статьи в логической последовательности. Конспект аккумулирует в себе предыдущие виды записи, позволяет всесторонне охватить содержание книги, статьи. Поэтому умение составлять план, тезисы, делать выписки и другие записи определяет и технологию составления конспекта.

Методические рекомендации по составлению конспекта: Внимательно прочитайте текст. Уточните в справочной литературе непонятные слова. При записи не забудьте вынести справочные данные на поля конспекта;

1. Выделите главное, составьте план;

2. Кратко сформулируйте основные положения текста, отметьте аргументацию автора;

3. Законспектируйте материал, четко следуя пунктам плана. При конспектировании старайтесь выразить мысль своими словами. Записи следует вести четко, ясно.

4. Грамотно записывайте цитаты. Цитируя, учитывайте лаконичность, значимость

мысли.

В тексте конспекта желательно приводить не только тезисные положения, но и их доказательства. При оформлении конспекта необходимо стремиться к емкости каждого предложения. Мысли автора книги следует излагать кратко, заботясь о стиле и выразительности написанного. Числосодополнительных элементов конспекта должно быть логически обоснованным, записи должны распределяться в определенной последовательности, отвечающей логической структуре произведения. Для уточнения и дополнения необходимо оставлять поля.

Овладение навыками конспектирования требует от студента целеустремленности, повседневной самостоятельной работы.

Практические занятия

Для того чтобы практические занятия приносили максимальную пользу, необходимо помнить, что упражнение и решение задач проводятся по вычитанному на лекциях материалу и связаны, как правило, с детальным разбором отдельных вопросов лекционного курса. Следует подчеркнуть, что только после усвоения лекционного материала с определенной точки зрения (а именно с той, с которой он излагается на лекциях) он будет закрепляться на практических занятиях как в результате обсуждения и анализа лекционного материала, так и с помощью решения проблемных ситуаций, задач. При этих условиях студент не только хорошо усвоит материал, но и научится применять его на практике, а также получит дополнительный стимул (и это очень важно) для активной проработки лекции.

При самостоятельном решении задач нужно обосновывать каждый этап решения, исходя из теоретических положений курса. Если студент видит несколько путей решения проблемы (задачи), то нужно сравнить их и выбрать самый рациональный. Полезно до начала вычислений составить краткий план решения проблемы (задачи). Решение проблемных задач или примеров следует излагать подробно, вычисления располагать в строгом порядке, отделяя вспомогательные вычисления от основных. Решения при необходимости нужно сопровождать комментариями, схемами, чертежами и рисунками. Следует помнить, что решение каждой учебной задачи должно доводиться до окончательного логического ответа, которого требует условие, и по возможности с выводом. Полученный ответ следует проверить способами, вытекающими из существа данной задачи. Полезно также (если возможно) решать несколькими способами и сравнить полученные результаты. Решение задач данного типа нужно продолжать до приобретения твердых навыков в их решении.

Самопроверка

После изучения определенной темы по записям в конспекте и учебнику, а также решения достаточного количества соответствующих задач на практических занятиях и самостоятельно студенту рекомендуется, используя лист опорных сигналов, воспроизвести по памяти определения, выводы формул, формулировки основных положений и доказательств. В случае необходимости нужно еще раз внимательно разобраться в материале.

Иногда недостаточность усвоения того или иного вопроса выясняется только при изучении дальнейшего материала. В этом случае надо вернуться назад и повторить плохо

усвоенный материал. Важный критерий усвоения теоретического материала - умение решать задачи или пройти тестирование по пройденному материалу. Однако следует помнить, что правильное решение задачи может получиться в результате применения механически заученных формул без понимания сущности теоретических положений.

Консультации

Если в процессе самостоятельной работы над изучением теоретического материала или при решении задач у студента возникают вопросы, разрешить которые самостоятельно не удастся, необходимо обратиться к преподавателю для получения у него разъяснений или указаний. В своих вопросах студент должен четко выразить, в чем он испытывает затруднения, характер этого затруднения. За консультацией следует обращаться и в случае, если возникнут сомнения в правильности ответов на вопросы самопроверки.

Подготовка к экзаменам и зачетам

Изучение многих общепрофессиональных и специальных дисциплин завершается экзаменом. Подготовка к экзамену способствует закреплению, углублению и обобщению знаний, получаемых в процессе обучения, а также применению их к решению практических задач. Готовясь к экзамену, студент ликвидирует имеющиеся пробелы в знаниях, углубляет, систематизирует и упорядочивает свои знания. На экзамене студент демонстрирует то, что он приобрел в процессе обучения по конкретной учебной дисциплине.

Экзаменационная сессия - это серия экзаменов, установленных учебным планом. Между экзаменами интервал 3-4 дня. Не следует думать, что 3-4 дня достаточно для успешной подготовки к экзаменам. В эти 3-4 дня нужно систематизировать уже имеющиеся знания. На консультации перед экзаменом студентов познакомят с основными требованиями, ответят на возникшие у них вопросы. Поэтому посещение консультаций обязательно.

Требования к организации подготовки к экзаменам те же, что и при занятиях в течение семестра, но соблюдаться они должны более строго. Во-первых, очень важно соблюдение режима дня; сон не менее 8 часов в сутки, занятия заканчиваются не позднее, чем за 2-3 часа до сна. Оптимальное время занятий, особенно по математике - утренние и дневные часы. В перерывах между занятиями рекомендуются прогулки на свежем воздухе, неустойчивые занятия спортом. Во-вторых, наличие хороших собственных конспектов лекций. Даже в том случае, если была пропущена какая-либо лекция, необходимо во время ее восстановить (переписать ее на кафедре), обдумать, снять возникшие вопросы для того, чтобы запоминание материала было осознанным. В-третьих, при подготовке к экзаменам у студента должен быть хороший учебник или конспект литературы, прочитанной по указанию преподавателя в течение семестра. Здесь можно эффективно использовать листы опорных сигналов.

Вначале следует просмотреть весь материал по сдаваемой дисциплине, отметить для себя трудные вопросы. Обязательно в них разобраться. В заключение еще раз целесообразно повторить основные положения, используя при этом листы опорных сигналов.

Систематическая подготовка к занятиям в течение семестра позволит использовать время экзаменационной сессии для систематизации знаний.

Правила подготовки к зачетам и экзаменам:

- Лучше сразу сориентироваться во всем материале и обязательно расположить весь материал согласно экзаменационным вопросам (или вопросам, обсуждаемым на семинарах), эта работа может занять много времени, но все остальное - это уже

технические детали (главное – это ориентировка в материале!).

- Сама подготовка связана не только с «запоминанием». Подготовка также предполагает и переосмысление материала, и даже рассмотрение альтернативных идей.
- Готовить «шпаргалки» полезно, но пользоваться ими рискованно. Главный смысл подготовки «шпаргалок» – это систематизация и оптимизация знаний по данному предмету, что само по себе прекрасно – это очень сложная и важная для студента работа, более сложная и важная, чем простое поглощение массы учебной информации. Если студент самостоятельно подготовил такие «шпаргалки», то, скорее всего, он и экзамены сдавать будет более уверенно, так как у него уже сформирована общая ориентировка в сложном материале.
- Как это ни парадоксально, но использование «шпаргалок» часто позволяет отвечающему студенту лучше демонстрировать свои познания (точнее – ориентировку в знаниях, что намного важнее знания «запомненного» и «тут же забытого» после сдачи экзамена).
- Сначала студент должен продемонстрировать, что он «усвоил» все, что требуется по программе обучения (или по программе данного преподавателя), и лишь после этого он вправе высказать иные, желательно аргументированные точки зрения.

Правила написания научных текстов (рефератов, курсовых и дипломных работ):

- Важно разобраться сначала, какова истинная цель Вашего научного текста - это поможет Вам разумно распределить свои силы, время и.
- Важно разобраться, кто будет «читателем» Вашей работы.
- Писать серьезные работы следует тогда, когда есть о чем писать и когда есть настроение поделиться своими рассуждениями.
- Как создать у себя подходящее творческое настроение для работы над научным текстом (как найти «вдохновение»)? Во-первых, должна быть идея, а для этого нужно научиться либо относиться к разным явлениям и фактам несколько критически (своя идея – как иная точка зрения), либо научиться увлекаться какими-то известными идеями, которые нуждаются в доработке (идея – как оптимистическая позиция и направленность на дальнейшее совершенствование уже известного). Во-вторых, важно уметь отвлекаться от окружающей суеты (многие талантливые люди просто «пропадают» в этой суете), для чего важно уметь выделять важнейшие приоритеты в своей учебно-исследовательской деятельности. В-третьих, научиться организовывать свое время, ведь, как известно, свободное (от всяких глупостей) время – важнейшее условие настоящего творчества, для него наконец-то появляется время. Иногда именно на организацию такого времени уходит немалая часть сил и талантов.
- Писать следует ясно и понятно, стараясь основные положения формулировать четко и недвусмысленно (чтобы и самому понятно было), а также стремясь структурировать свой текст. Каждый раз надо представлять, что ваш текст будет кто-то читать и ему захочется сориентироваться в нем, быстро находить ответы на интересующие вопросы (заодно представьте себя на месте такого человека). Понятно, что работа, написанная «сплошным текстом» (без заголовков, без выделения крупным шрифтом наиболее важных мест и т. п.), у культурного читателя должна вызывать брезгливость и даже жалость к автору (исключения составляют некоторые древние тексты, когда и жанр был иной и к текстам относились иначе, да и самих текстов было гораздо меньше – не то, что в эпоху

«информационного взрыва» и соответствующего «информационного мусора»).

- Объем текста и различные оформительские требования во многом зависят от принятых в конкретном учебном заведении порядков.

Содержание основных этапов подготовки курсовой работы

Курсовая работа - это самостоятельное исследование студентом определенной проблемы, комплекса взаимосвязанных вопросов, касающихся конкретной финансовой ситуации.

Курсовая работа не должна состояться из фрагментов статей, монографий, пособий. Кроме простого изложения фактов и цитат, в курсовой работе должно проявляться авторское видение проблемы и ее решения.

Рассмотрим основные этапы подготовки курсовой работы студентом. Выполнение курсовой работы начинается с выбора темы.

Затем студент приходит на первую консультацию к руководителю, которая предусматривает:

- обсуждение цели и задач работы, основных моментов избранной темы; консультирование по вопросам подбора литературы; составление предварительного плана; составление графика выполнения курсовой работы.

Следующим этапом является работа с литературой. Необходимая литература подбирается студентом самостоятельно.

После подбора литературы целесообразно сделать рабочий вариант плана работы. В нем нужно выделить основные вопросы темы и параграфы, раскрывающие их содержание.

Составленный список литературы и предварительный вариант плана уточняются, согласуются на очередной консультации с руководителем.

Затем начинается следующий этап работы - изучение литературы. Только внимательно читая и конспектируя литературу, можно разобраться в основных вопросах темы и подготовиться к самостоятельному (авторскому) изложению содержания курсовой работы. Конспектируя первоисточники, необходимо отразить основную идею автора и его позицию по исследуемому вопросу, выявить проблемы и наметить задачи для дальнейшего изучения данных проблем.

Систематизация и анализ изученной литературы по проблеме исследования позволяют студенту написать первую (теоретическую) главу.

Выполнение курсовой работы предполагает проведение определенного исследования. На основе разработанного плана студент осуществляет сбор фактического материала, необходимых цифровых данных. Затем полученные результаты подвергаются анализу, статистической, математической обработке и представляются в виде текстового описания, таблиц, графиков, диаграмм. Программа исследования и анализ полученных результатов составляют содержание второй (аналитической) главы.

В третьей (рекомендательной) части должны быть отражены мероприятия, рекомендации по рассматриваемым проблемам.

Рабочий вариант текста курсовой работы предоставляется руководителю на проверку. На основе рабочего варианта текста руководитель вместе со студентом обсуждает возможности доработки текста, его оформление. После доработки курсовая работа сдается на кафедру для ее оценивания руководителем.

Защита курсовой работы студентов проходит в сроки, установленные графиком учебного процесса.

Рекомендации по подготовке к защите курсового проекта

При подготовке к защите курсового проекта студент должен знать основные положения работы, выявленные проблемы и мероприятия по их устранению, перспективы развития рассматриваемой ситуации.

Защита курсового проекта проводится в университете при наличии у студента работы, рецензии и зачетной книжки. Оценка - дифференцирована. Преподаватель оценивает защиту курсового проекта и заполняет графу "оценка" в ведомости и в зачетной книжке.

Не допускаются к защите варианты работ, найденные в Интернет, сканированные варианты учебников и учебных пособий, а также копии ранее написанных студенческих работ.

8. Самостоятельная работа студентов в условиях балльно-рейтинговой системы обучения

Рейтинговая система обучения предполагает многобалльное оценивание студентов, но это не простой переход от пятибалльной шкалы, а возможность объективно отразить в баллах расширение диапазона оценивания индивидуальных способностей студентов, их усилий, потраченных на выполнение того или иного вида самостоятельной работы. Существует большой простор для создания блока дифференцированных индивидуальных заданий, каждое из которых имеет свою «цену». Правильно организованная технология рейтингового обучения позволяет с самого начала уйти от пятибалльной системы оценивания и прийти к ней лишь при подведении итогов, когда заработанные студентами баллы переводятся в привычные оценки (отлично, хорошо, удовлетворительно, неудовлетворительно). Кроме того, в систему рейтинговой оценки включаются дополнительные поощрительные баллы за оригинальность, новизну подходов к выполнению заданий для самостоятельной работы или разрешению научных проблем. У студента имеется возможность повысить учебный рейтинг путем участия во внеучебной работе (участие в олимпиадах, конференциях; выполнение индивидуальных творческих заданий, рефератов; участие в работе научного кружка и т.д.). При этом студенты, не спешащие сдавать работу вовремя, могут получить и отрицательные баллы. Вместе с тем, поощряется более быстрое прохождение программы отдельными студентами. Например, если учащийся готов сдавать зачет или писать самостоятельную работу раньше группы, можно добавить ему дополнительные баллы.

Рейтинговая система – это регулярное отслеживание качества усвоения знаний и умений в учебном процессе, выполнения планового объема самостоятельной работы. Ведение многобалльной системы оценки позволяет,

с одной стороны, отразить в балльном диапазоне индивидуальные особенности студентов, а с другой – объективно оценить в баллах усилия студентов, затраченные на выполнение отдельных видов работ. Так каждый вид учебной деятельности приобретает свою «цену». Получается, что

«стоимость» работы, выполненной студентом безупречно, является количественной мерой качества его обученности по той совокупности изученного им учебного материала, которая была необходима для успешного выполнения задания. Разработанная шкала перевода рейтинга по дисциплине в итоговую пятибалльную оценку доступна, легко подсчитывается как преподавателем, так и студентом: 88%-100% максимальной суммы баллов – оценка «отлично», 72%-87% – оценка «хорошо», 53%-71% – «удовлетворительно», 53% и менее от максимальной суммы –

«неудовлетворительно».

При использовании рейтинговой системы:

- основной акцент делается на организацию активных видов учебной деятельности, активность студентов выходит на творческое осмысление предложенных задач;
- во взаимоотношениях преподавателя со студентами есть сотрудничество и сотворчество, существует психологическая и практическая готовность преподавателя к факту индивидуального своеобразия «Я-концепции» каждого студента;
- предполагается разнообразие стимулирующих, эмоционально-регулирующих, направляющих и организующих приемов вмешательства (при необходимости) преподавателя в самостоятельную работу студентов;
- преподаватель выступает в роли педагога-менеджера и режиссера обучения, готового предложить студентам минимально необходимый комплект средств обучения, а не только передает учебную информацию; обучаемый выступает в качестве субъекта деятельности наряду с преподавателем, а развитие его индивидуальности выступает как одна из главных образовательных целей; учебная информация используется как средство организации учебной деятельности, а не как цель обучения.

Рейтинговая система обучения обеспечивает наибольшую информационную, процессуальную и творческую продуктивность самостоятельной познавательной деятельности студентов при условии ее реализации через технологии личностно-ориентированного обучения (проблемные, диалоговые, дискуссионные, эвристические, игровые и другие образовательные технологии).

Большинство студентов положительно относятся к такой системе отслеживания результатов их подготовки, отмечая, что рейтинговая система обучения способствует равномерному распределению их сил в течение семестра, улучшает усвоение учебной информации, обеспечивает систематическую работу без «авралов» во время сессии. Большое количество разнообразных заданий, предлагаемых для самостоятельной проработки, и разные шкалы их оценивания позволяют студенту следить за своими успехами, и при желании у него всегда имеется возможность улучшить свой рейтинг (за счет выполнения дополнительных видов самостоятельной работы), не дожидаясь экзамена. Организация процесса обучения в рамках рейтинговой системы обучения с использованием разнообразных видов самостоятельной работы позволяет получить более высокие результаты в обучении студентов по сравнению с традиционной вузовской системой обучения.

Использование рейтинговой системы позволяет добиться более ритмичной работы студента в течение семестра, а так же активизирует познавательную деятельность студентов путем стимулирования их творческой активности. Весьма эффективно использование тестов непосредственно в процессе обучения, при самостоятельной работе студентов. В этом случае студент сам проверяет свои знания. Не ответив сразу на тестовое задание, студент получает подсказку, разъясняющую логику задания и выполняет его второй раз. Следует отметить и все шире проникающие в учебный процесс автоматизированные обучающие и обучающе-контролирующие системы, которые позволяют студенту самостоятельно изучать ту или иную дисциплину и одновременно контролировать уровень усвоения материала.

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА
ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«Железобетонные и каменные конструкции»**

Направление подготовки

08.03.01 Строительство

Ставрополь

СОДЕРЖАНИЕ

Введение

1. Цель и задачи курсового проекта и реализуемые компетенции
2. Формулировка задания
3. Структура курсового проекта
4. Требования к оформлению курсового проекта
5. Порядок выполнения курсового проекта
6. Критерии оценивания работы
7. Порядок защиты курсового проекта
8. Учебно-методическое и информационное обеспечение курсового проектаСписок рекомендуемой литературы

ВВЕДЕНИЕ

Данные методические указания предназначены для студентов, обучающихся по направлению подготовки: 08.03.01 «Строительство», профиль подготовки – Промышленное и гражданское строительство, квалификация – бакалавр, для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции». Курсовой проект выполняется студентом самостоятельно под руководством преподавателя. Разработанные методические указания могут использоваться студентами других специальностей по направлению «Строительство».

1. ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА И РЕАЛИЗУЕМЫЕ КОМПЕТЕНЦИИ

Методические указания составлены на основании программы дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для бакалавров направления подготовки:

08.03.01 «Строительство», профиль подготовки «Промышленное и гражданское строительство» для выполнения всех разделов курсового проекта на тему «Расчет и конструирование железобетонных элементов многоэтажного каркасного здания», а также для дипломного проектирования, подготовки магистров.

Целью выполнения курсового проекта приобрести навыки проектирования сборных и монолитных конструкций многоэтажных промышленных зданий (в том числе по составлению конструктивных схем объектов), определения нагрузок на конструкции и их статического расчета, расчета и конструирования отдельных железобетонных конструкций;

- научиться разрабатывать рабочие чертежи монолитных и сборных железобетонных конструкций;
- научиться работать с нормативной и справочной литературой по проектированию железобетонных конструкций.

Курсовой проект выполняется на основании индивидуального задания на проектирование, в котором заданы назначение здания, величина полезных нагрузок, габариты здания.

Реализуемые компетенции при выполнении курсового проекта:

ПК-7: способен выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности:

- знать: физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона; особенности сопротивления железобетонных и каменных элементов при различных напряженных состояниях; конструктивные особенности основных железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений; конструкции стыков и соединений сборных элементов и их расчет; особенности сопротивления каменных конструкций в условиях различных напряженных состояний и основы их расчета и проектирования;
- уметь: рассчитывать и конструировать основные сборные и монолитные железобетонные конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений;
- владеть: навыками расчета конструкций, в том числе с применением ЭВМ;

ПК-16: способен выполнять моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности:

- знать: принципы компоновки конструктивных схем зданий и сооружений из сборного и монолитного железобетона; принципы сбора нагрузок на элементы зданий и сооружений и определения усилий;
- уметь: выполнять моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований; проектировать каменные конструкции при различных силовых воздействиях,
- владеть: увязкой расположения и взаимодействия всех частей и элементов проектируемого здания, сооружения.

2. ФОРМУЛИРОВКА ЗАДАНИЯ

В задании на курсовой проект студенту предлагается запроектировать железобетонные конструкции многоэтажного промышленного здания с внутренними железобетонными колоннами и с наружными несущими стенами из каменной кладки. В задании на выполнение курсового проекта указывается: 1. Схема здания с основными размерами в плане и по высоте: сетка колонн, высота этажа, длина и ширина здания. 2. Класс бетона и арматуры. 3. Временная нагрузка (полезная) на 1 м² междуэтажного перекрытия. 4. Собственная масса пола (без железобетонной конструкции перекрытия). 5. Тип панели перекрытия (ребристая, многопустотная и т.д.). 6. Район строительства (для определения снеговой нагрузки). 7. Расчетное сопротивление грунта R_0 . Задание выдается каждому студенту на специальных бланках.

3. СТРУКТУРА КУРСОВОГО ПРОЕКТА Раздел 1_Проектирование железобетонного монолитного перекрытия

Уровень Обученности	Формулировка задания
Знать	Принципы компоновки и расчета элементов монолитного перекрытия
Уметь	Рассчитать и законструировать элементы монолитного перекрытия
Владеть	Принципами расчета и конструирования элементов монолитного перекрытия

Графический материал: чертеж монолитного перекрытия и разрез здания, рабочий чертеж монолитной плиты перекрытия

Раздел 2_____Проектирование сборной предварительно напряженной плиты перекрытия и сборного ригеля и колонны

Уровень обученности	Формулировка задания
Знать	Принципы компоновки сборного перекрытия и расчета предварительно напряженной плиты перекрытия, сборного ригеля и колонны
Уметь	Рассчитать и законструировать сборную плиту перекрытия, сборный ригель и колонну
Владеть	Принципами расчета и конструирования предварительно напряженных сборных элементов перекрытия и сборных колонн

Графический материал: чертеж сборного перекрытия и разрез здания, рабочий чертеж сборной плиты перекрытия, ригеля и колонны. Эпюра материалов для ригеля.

Раздел 3 Расчет и конструирование монолитного фундамента под колонну

Уровень обученности	Формулировка задания
Знать	Принципы расчета монолитного фундамента под колонну
Уметь	Рассчитать и законструировать монолитный фундамент под колонну
Владеть	Методами расчета и конструирования сборных колонн

Курсовой проект состоит из следующих частей.

1. Расчетная часть курсового проекта.

1.1. Компоновка монолитного перекрытия. Выбор конструктивного решения перекрытия.

Назначение размеров плиты, второстепенной и главной балок, колонны.

1.2. Проектирование монолитной плиты. Назначение расчетной схемы и определение расчетных нагрузок на плиту. Статический расчет плиты. Расчет рабочей арматуры. Конструирование плиты.

1.3. Компоновка сборного перекрытия. Разработка схемы расположения сборных конструкций и узлов сопряжения.

1.4. Проектирование сборной предварительно напряженной плиты. Расчет плиты по двум группам предельных состояний. Конструирование плиты перекрытия.

1.5. Проектирование ригеля. Расчет сечений ригеля: прочность нормальных сечений, прочность наклонных сечений. Построение эпюры материалов для армирования ригеля. Конструирование элементов сборного ригеля.

1.6. Проектирование колонны. Назначение расчетной схемы и определение нагрузок на колонну. Расчет арматуры колонны. Конструирование колонны.

1.7. Проектирование фундамента. Определение нагрузок на фундамент. Определение габаритов фундамента. Расчет фундамента на продавливание, расчет арматуры подошвы фундамента. Конструирование фундамента.

2. Объем и содержание графической части проекта.

В рамках курсового проекта студент выполняет чертежи стадий КЖ (вид и армирование монолитных конструкций, схемы расположения сборных элементов), КЖИ (рабочие чертежи сборных конструкций), КЖА (рабочие чертежи арматурных изделий и закладных деталей).

Объем графического материала составляет 1 – 1,5 листа формата А-1.

На листах показываются: план монолитного перекрытия над подвалом с маркировкой элементов перекрытия (М 1:400, М 1:200), разрезы монолитной плиты (М1:20), схема армирования (М 1:100, 1:50). Схема расположения элементов сборных конструкций перекрытия и каркаса (М 1:400). Узлы сопряжения элементов (М 1:25). Виды, разрезы и сечения элемента сборной ригеля (М 1:100). Схемы армирования элемента сборной ригеля (М 1:100). Эпюра материалов для сборной ригеля. Спецификация элементов сборной ригеля и ведомость расхода стали на эти элементы. Арматурные и закладные изделия для элементов сборной плиты и сборной ригеля. Спецификация арматурных изделий и закладных деталей. Виды, разрезы, сечения элемента сборной колонны (М 1:50). Схема армирования элемента колонны (М 1:50). Спецификация колонны. Арматурные и закладные изделия для колонны. Виды, разрезы, сечения монолитного фундамента под колонну и схема армирования, совмещенная с видом. Арматурные изделия для фундамента. Все чертежи должны содержать технические требования по технологии производства работ при изготовлении изделий. При выполнении чертежей необходимо выполнять требования стандартов по оформлению рабочих чертежей [7,8].

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Департамент строительной инженерии и прототипирования

УТВЕРЖДАЮ

И.о. директора департамента _____
" ____ " _____

ЗАДАНИЕ

по курсовому проектированию по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»

Студенту _____ курса _____ группы _____ Институт перспективной инженерии
Фамилия _____ имя _____ отчество _____
1. Тема _____ Расчет и конструирование железобетонных элементов многоэтажного каркасного здания

2. Исходные данные к проекту	
1. Шаг колонн в продольном направлении	5,7
2. Шаг колонн в поперечном направлении	7,6
3. Число шагов в продольном направлении	5
4. Число шагов в поперечном направлении	4
5. Временная нормативная нагрузка на перекрытия	5,0
6. Постоянная нормативная нагрузка на от массы пола	0,9
7. Класс бетона монолитных конструкции	B20
8. Класс бетона сборных конструкций	B30
9. Класс арматуры монолитных конструкций и фундамента	A400
10. Класс предварительно напрягаемой арматуры	At600
11. Способ натяжения арматуры на упоры	электро-терм
12. Условие твердения бетона	тепловое
13. Тип сборной плиты перекрытия	овал
14. Вид бетона для сборной плиты	тяжелый
15. Класс арматуры сборных конструкций	At600
16. Влажность окружающей среды	50 %
17. Уровень ответственности здания	II
18. Высота этажа	4,8
19. Количество этажей	5
20. Глубина заложения фундамента	1,7
21. Условные расчетные сопротивления грунта	0,24
22. Район строительства	г. Мурманск

Содержание _____ расчетно-пояснительной записки (перечень подлежащих разработке вопросов)

Компоновка монолитного перекрытия. Расчет плиты монолитного перекрытия.

Компоновка сборного перекрытия. Расчет сборной плиты перекрытия по первой группе предельных состояний. Расчет сборного ригеля перекрытия.

Построение эпюры материалов. Расчет сборной колонны первого этажа. Расчет монолитного фундамента под колонну

4. Перечень графического материала (с точным указанием обязательных чертежей) _____ Схема

расположения элементов монолитного и сборного перекрытия. Разрез здания (схема для монолитного и сборного варианта).

Рабочий чертеж монолитной плиты перекрытия. Рабочий чертеж сборной плиты перекрытия. Рабочий чертеж сборного ригеля. Эпюра материалов ригеля. Рабочий чертеж сборной колонны и фундамента под колонну. Спецификация на элементы и выборка стали на элементы.

5. Литература, пособия: _____

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.- М.: Минрегион России, 2018. - 150 с.

2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями N 1, 2).

3. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.

4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 2005. – 214 с.

5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-101-2003). ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 2005. – 158 с.

6. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] : учебник для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991.

7. О.Г. Кумпак и др. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник. Изд. 2-е, доп. и перераб. – М.: Издательство АСВ. – 2014. – 672 с.

8. Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное издание, 2015. 386с.

6. Дата выдачи задания _____

7. Срок сдачи студентом законченного проекта _____

Руководитель проекта _____

Задание принял к исполнению _____ дата и подпись студента

4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К НАПИСАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ РАБОТЫ Объем курсового проекта должен быть в пределах 30-40 страниц печатного текста (без приложений). Примерное соотношение между отдельными частями работы следующее: введение – 1-2 страницы, заключение – 1-2 страницы, список использованных источников – 1 страница. Большую часть работы занимает основная часть. Страницы текста и включенные иллюстрации и таблицы должны соответствовать формату А4 по ГОСТ 2.301.

Текст пояснительной записки оформляется в текстовом редакторе (MS Word или OpenOffice Writer). Материал пояснительной записки излагается грамотно, четко, сжато. Расчеты иллюстрируются эскизами, схемами, эпюрами, графиками, диаграммами, выполненными соответствующими программными средствами.

По ГОСТ 7.32–2001 текст печатается на одной стороне листа белой бумаги формата А4, при этом размеры полей: правое – не менее 10 мм, верхнее и нижнее – не менее 20 мм, левое

– не менее 30 мм. При оформлении в текстовом редакторе следует соблюдать следующие параметры: выбранный шрифт должен быть четким и разборчивым (рекомендуется «times new roman», размер шрифта – 14 или «arial» размер – 12), печать через 1,5 интервала. Цвет шрифта – черный. 16 Названия глав, параграфов, пунктов, подпунктов следует начинать с абзаца, их можно писать более крупным кеглем, чем текст. Допускается выделение интенсивностью (полужирный шрифт). Каждая глава должна начинаться с новой страницы. Названия глав (разделов), параграфов (подразделов) должны соответствовать оглавлению (содержанию) и быть оформлены единообразно во всем документе. Страницы работы нумеруются арабскими цифрами (нумерация сквозная по всему тексту). Номер страницы проставляют на нижней части листа без точки, черточек и скобок. Титульный лист включается в общую нумерацию, при этом номер на нем не ставится. Иллюстрации и таблицы, расположенные на отдельных листах, включают в общую нумерацию страниц курсовой работы (проекта).

По ГОСТ 7.32–2001 заголовок СОДЕРЖАНИЕ пишется заглавными буквами посередине строки. Содержание включает введение, наименование всех разделов, подразделов, пунктов, заключение, список использованных источников и наименование приложений с указанием номеров страниц, с которых начинаются эти элементы работы.

По ГОСТ 7.32–2001 формулы и уравнения следует выделять из текста в отдельную строку. Над и под каждой формулой или уравнением нужно оставить по пустой строке. Если уравнение не умещается в одну строку, то оно должно быть перенесено после знаков равенства, умножения, сложения, вычитания и знаков соотношения (< , > и т. п.), причем этот знак в начале следующей строки повторяют. При переносе формулы на знаке, символизирующем операцию умножения, применяют знак «Х». Переносить на другую строку допускается только самостоятельные члены формулы. Не допускается при переносе деление показателей степени, выражений в скобках, дробей, а также выражений, относящихся к знакам корня, интеграла, суммы, логарифма, тригонометрических функций и т. п. Все формулы нумеруются. Обычно нумерация сквозная. Номер проставляется арабскими цифрами в круглых скобках в крайнем правом положении на строке, например (1). В многострочной формуле номер формулы ставят против последней строки. Допускается нумерация формул в пределах раздела. В этом случае номер формулы состоит из номера раздела и порядкового номера внутри раздела, разделенных точкой, например (3.1).

Материал может быть оформлен в виде таблиц и выводов, помещаемых в тексте курсовой работы (проекта). Таблицей называют цифровой и текстовый материал, сгруппированный в определенном порядке в горизонтальные строки и вертикальные графы (столбцы), разделенные линиями. Небольшой и несложный цифровой материал дается текстом, цифровые данные располагаются в виде колонок, называемых выводами. По ГОСТ 7.32–2001 на все таблицы в тексте должны быть ссылки. Таблица должна располагаться непосредственно после текста, в котором она упоминается впервые, или на следующей странице. Все таблицы нумеруются (нумерация сквозная, либо в пределах раздела – в последнем случае номер таблицы состоит из номера раздела и порядкового номера внутри раздела, разделенных точкой (например: Таблица 1.2)). Таблицы каждого приложения обозначают отдельной нумерацией арабскими цифрами с добавлением впереди обозначения приложения (например: Таблица В.2). Слово «Таблица» пишется полностью. Название таблицы следует помещать над таблицей слева, без абзацного отступа в одну строку с ее номером через тире (например: Таблица 3 – Нагрузки на перекрытие). Точка в конце названия не

ставится. Форма таблицы и все линии в ней выполняются тонкими линиями одинаковой толщины. Заголовок таблицы отделяется линией от остальной части таблицы.

Графический материал оформляется согласно требованиям «Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей» и «ГОСТ Р 21.1101-92. Основные требования к рабочей документации» на листах формата А-1(А-2). М

Графическая часть выполняется одним из следующих методов: 1) карандашом; 2) черной тушью; 3) с использованием печатающих и графических устройств вывода ЭВМ (принтеров, плоттеров) по ГОСТ 2.004. Запрещается сочетание в пределах одного проекта различных методов оформления листов. Предпочтительным является выполнение графической части черным цветом. Для отдельных видов графических материалов (диаграммы, рисунки и т. п.) допускается выполнение элементов в цвете с целью повышения наглядности и лучшего различения деталей. Все чертежи и плакаты, входящие в состав проекта, должны соответствовать требованиям ЕСКД. При выполнении графической части рекомендуется использовать специальные программные средства: AutoCAD, ArchiCAD.

5. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ ЗАДАНИЯ

5.1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Прежде чем выполнять индивидуальное задание необходимо изучить теоретический материал и быть готовым к ответам на следующие простые вопросы:

- Из каких элементов состоит монолитное ребристое перекрытие?
- Какова сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия?
- Как компонуются конструктивные схемы ребристых перекрытий с плитами балочного типа и опертыми по контуру?
- Каковы особенности статической работы балочных плит и плит, опертых по контуру?
- Какие бывают схемы армирования монолитных балочных плит?
- Как составляется расчетная схема и определяются усилия во второстепенной балке, особенности расчета сечений в пролетах и на опорах?
- Начертите схему армирования второстепенной балки и объясните назначение каждого вида арматуры.
- Укажите особенности расчета и конструирования главных балок. Для примера возьмем следующие исходные данные:

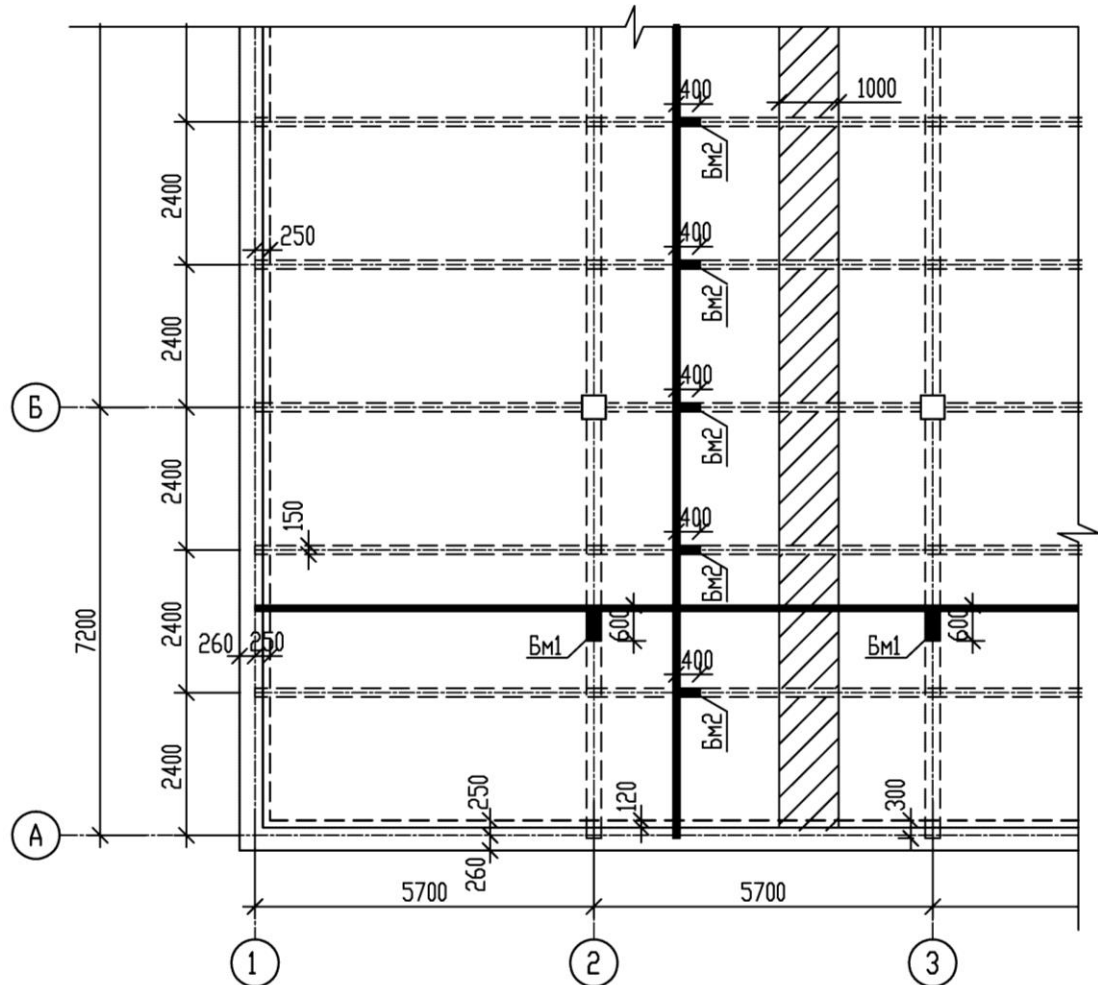
Шаг колонн в продольном направлении, м.....	5,70
Шаг колонн в поперечном направлении, м.....	7,20
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кН/м ²	10,00
Постоянная нормативная нагрузка от массы пола, кН/м ²	1,10
Класс бетона монолитной конструкции и фундамента.....	B20
Класс арматуры монолитной конструкции и фундамента....	A-300
Влажность окружающей среды.....	90%
Класс ответственности здания	I

Компоновка конструктивной схемы

Методические указания. Главные балки располагаются в направлении большего пролета здания (в поперечном направлении), т. е. по наибольшему шагу колонн. Привязка наружных кирпичных стен должна быть равна 250 мм от разбивочных осей до внутренней грани стены. Расстояния между второстепенными балками назначаются с учетом проектирования плиты балочного типа. Допускается принимать размер крайнего проема плиты меньше среднего не более чем на 20%. Размеры поперечных сечений балок должны соответствовать унифицированным.

Решение. Принимаем конструктивную схему монолитного ребристого перекрытия согласно рис.5.1.

Рис. 5.1. Конструктивная схема монолитного перекрытия:



Бм1 – главные балки; Бм2 – второстепенные балки; 3 – условная полоса шириной 1 м для расчета плиты

Назначаем предварительно следующие значения геометрических размеров элементов перекрытия: высота и ширина поперечного сечения второстепенных балок

$h = (1/12 \div 1/20)l = 1/16 * 5700 = 400$ мм, $b = (0,3 \div 0,4)h = 0,35 * 400 = 150$ мм;

высота и ширина поперечного сечения главных балок

$h = (1/10 \div 1/15)l = 1/13 * 7200 = 600$ мм, $b = (0,3 \div 0,4)h = 0,35 * 600 = 250$ мм;

толщину плиты примем $(1/25 \div 1/30) l_{пл} = 1/30 * 2400 = 80$ мм при максимальном расстоянии между осями второстепенных балок 2400 мм.

Методические указания. Монолитное перекрытие проектируется всегда из тяжелого бетона заданного класса. Плита должна армироваться сварными сетками по ГОСТ 8478-81 с продольной рабочей арматурой, укладываемой по направлению главных балок. Ширина полосы опирания плиты на стену равна 120 мм. При определении нагрузки от массы пола коэффициент надежности по нагрузке должен приниматься равным 1,2; остальные коэффициенты надежности по нагрузке и назначению здания принимаются согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Плотность тяжелого железобетона принимается в пределах 23-25 кН/м³.

Решение. Вычисляем расчетные пролеты и нагрузки на плиту. Согласно рис. 5.1 и 5.2 получим в коротком направлении

$$l_{01} = l - \frac{b}{2} - c + \frac{a}{2} = 2400 - \frac{150}{2} - 250 + \frac{120}{2} = 2135 \text{ мм};$$

$$l_{02} = l - b = 2400 - 150 = 2250 \text{ мм};$$

а в длинном направлении

$$l_0 = l - b = 5700 - 250 = 5450 \text{ мм.}$$

Поскольку отношение пролетов $5450/2250 \approx 2,42 > 2$ – плита балочного типа.

Для расчета плиты в плане перекрытия условно выделяем полосу шириной 1 м (рис.5.1). Плита будет работать как неразрезная балка, опорами которой служит второстепенная балка и наружные кирпичные стены. При этом нагрузка на 1 погонный метр плиты будет равна нагрузке на 1 м^2 перекрытия. Подсчет нагрузок дан в табл. 1

Таблица 1 - Нагрузки на 1 м^2 монолитного перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
от массы плиты $h = 0,08 \text{ м}$ ($\rho = 25 \text{ кН/м}^3$)	$0,08 \times 25 = 2$	1,1	2,2
от массы пола (по заданию)	1,10	1,2	1,32
Итого:	—	—	$g = 3,52$
Временная (по заданию)	10,00	1,2	$v = 12,00$
Всего:	13,25	—	15,52

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1м плиты $q = (g + v) \gamma_n = 15,52 * 1 = 15,52 \text{ кН/м}$.

Определим изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий: в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \frac{ql_{02}^2}{16} = 15,52 * \frac{2,25^2}{16} = 4,9 \text{ кН * м};$$

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = \frac{ql_{01}^2}{11} = 15,52 * \frac{2,135^2}{11} = 6,43 \text{ кН * м.}$$

Так как для плиты отношение $\frac{h}{l_0} = \frac{80}{2450} = 1/28 > 1/30$, то в средних пролетах, окаймленных по всему контуру балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20%, т. е. они будут равны $0,8 \times 4,9 = 3,92 \text{ кН * м}$.

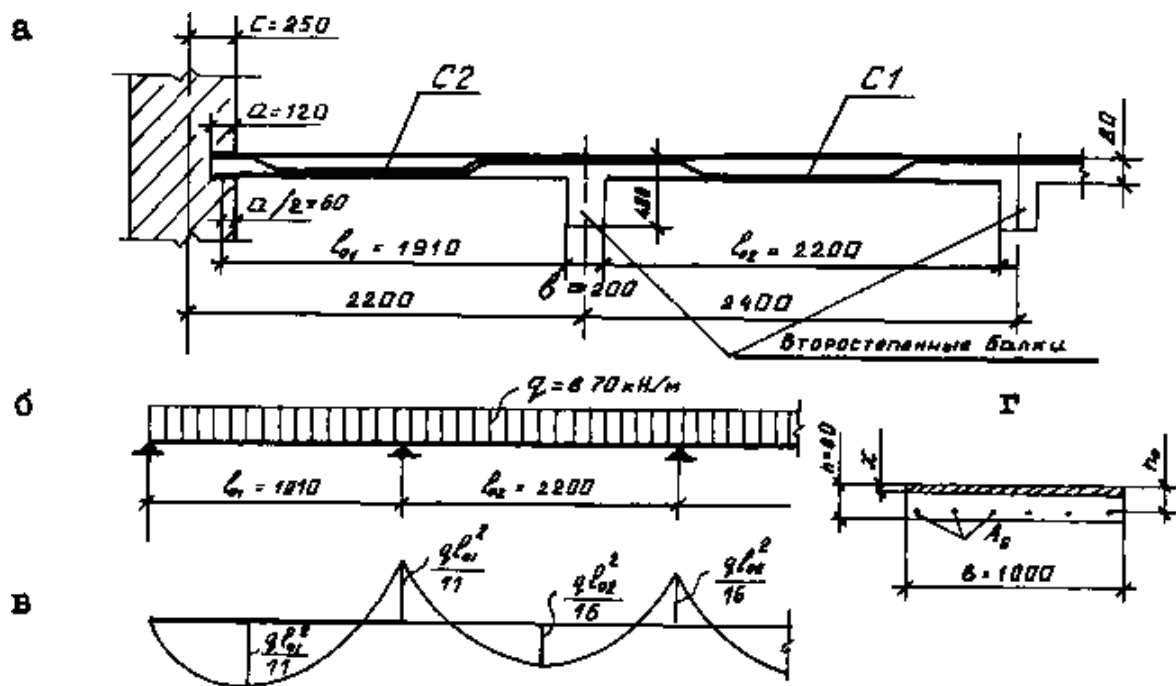


Рис. 5.2. К расчету неразрезной монолитной плиты:

а – расчетные пролеты и схема армирования; б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов; г – расчетное сечение плиты

Подбор сечений продольной арматурной сетки

Определим по приложению характеристики прочности бетона с учетом заданной влажности окружающей среды.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В20, $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_t = 11,5 \times 0,9 = 10,35 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$; $E_b = 27500 \text{ МПа}$.

Выполним подбор сечений продольной арматуры сеток.

В средних пролетах окаймленных по контуру балками и на опорах:

$$h_0 = h - a = 80 - 12,5 = 67,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b * b * h_0^2} = \frac{3,92 * 10^6}{10,35 * 1000 * 67,5^2} = 0,083;$$

По приложению 10 находим $\zeta = 0,086 < \zeta_R = 0,577$, $\zeta = 0,957$, тогда

$$R_s A_s = \frac{M}{\zeta * h_0} = \frac{3,92 * 10^6}{0,957 * 67,5} = 60681 \text{ Н};$$

По приложению принимаем сетку С1 номер 2 марки

$\frac{5Bp500-200+(100)+200}{5Bp500-150} 1140 * L \frac{c_1}{20}$ с фактической несущей способностью продольной арматуры $R_s A_s = 71350 \text{ Н} > 60681 \text{ Н}$.

В первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$h_0 = h - a = 0 - 16,5 = 63,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b * b * h_0^2} = \frac{6,43 * 10^6}{10,35 * 1000 * 63,5^2} = 0,154;$$

$\zeta = 0,168 < \zeta_R = 0,577$; $\zeta = 0,916$;

$$R_s A_s = \frac{M}{\zeta * h_0} = \frac{6,43 * 10^6}{0,916 * 63,5} = 110481 \text{ Н};$$

Дополнительная сетка должна иметь несущую способность продольной арматуры не менее $110481 - 71350 = 39131 \text{ Н}$; принимаем сетку С2 номер 27 марки $\frac{4Bp500-200}{4Bp500-200} 1660$ с $R_s A_s = 42810 \text{ Н} > 39131 \text{ Н}$.

5.2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНОГО БАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

В состав сборного балочного междуэтажного перекрытия входят плиты и ригели, опирающиеся на колонны (рис. 5.3).

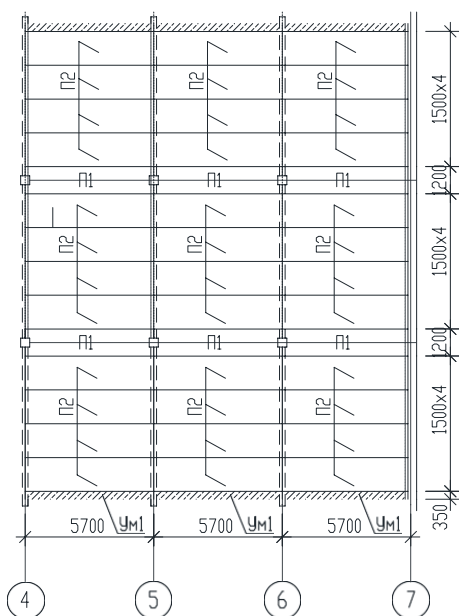


Рисунок 5.3 – Схема компоновки участка (в осях 4-7) сборного перекрытия

5.2.1. Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия

При компоновке сборного балочного перекрытия необходимо:

- выбрать сетку колонн;
- выбрать направление ригелей, их форму поперечного сечения и размеры;
- выбрать тип и размеры плит.

Сетка колонн назначается в зависимости от размеров плит и ригелей. Расстояние между колоннами должно быть кратно 100 мм и приниматься в пределах (4,2...6,6) м.

Направление ригелей может быть продольным и поперечным. Это обуславливается технико-экономическими показателями. Выбор типа поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит. Высота ригеля $h_p = (1/8-1/15) l$, где l – пролет ригеля, его ширина $b_h = (0,3 - 0,4) h_p$.

Тип плит перекрытия выбирается по архитектурно-планировочным требованиям и по величине действия временной нагрузки. Так при временной нагрузке $q \leq 5500 \text{ Н/м}^2$ используются многопустотные плиты, высота которых равна (20...24) см.

Плиты выполняются предварительно напряженными, как более экономичные по расходу стали.

При определении нагрузок от массы плиты необходимо принимать следующие значения приведённой толщины бетона: для ребристых плит - 10,5 см; для плит с круглыми пустотами 12 см, для плит с овальными пустотами - 9,2 см. Плотность тяжелого железобетона должна приниматься 25 кН/м^3 , плотность мелкозернистого бетона принимается 20 кН/м^3 , плотность легкого бетона принимается 18 кН/м^3 .

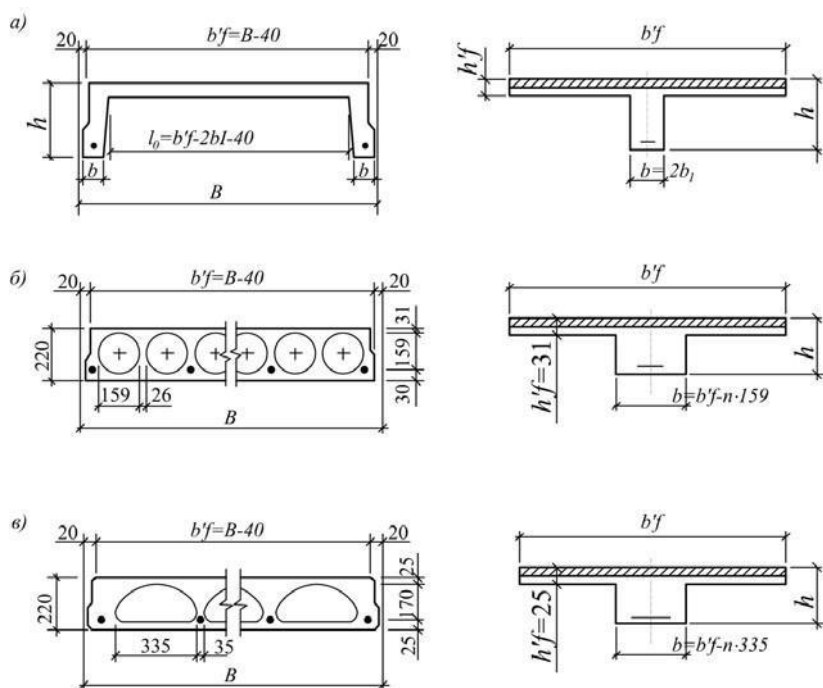


Рисунок 5.4 - Формы поперечного сечения плит перекрытий и эквивалентные сечения для расчета несущей способности:

a – для ребристых плит; *б* – для плит с круглыми пустотами; *в* – для плит с овальными пустотами.

Величина постоянной расчётной нагрузки от массы пола вычисляется со средним коэффициентом надёжности по нагрузке равным 1,2. Остальные коэффициенты надёжности по нагрузке принимаются в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Количество типоразмеров плит должно быть минимальным: рядовые шириною (1,2...2,4) м, связевые плиты-распорки – (0,6...1,8) м, фасадные плиты-распорки – (0,6...0,95) м.

Для примера курсового проектирования принято следующее:

- связевая конструктивная схема здания с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами;
- конструктивная схема с поперечным расположением ригелей и шагом колонн (7,2×5,7)м (рис. 5.3);

Для данного примера были приняты следующие параметры:

- Каркасное 5-ти этажное здание размерами в плане **21,6 x 34,2 м**, с сеткой колонн **5,7 x 7,2 м**, высотой этажа **4,8 м**;
- Связевая конструктивная схема здания с поперечным расположением ригелей;
- Ригель прямоугольного сечения шириной **b = 250 мм** и высотой **$h = \frac{1}{12} * 7200 = 600 \text{ мм}$** без предварительного напряжения арматуры. Размеры поперечного сечения ригеля могут быть уточнены при его последующем расчете;

- Плиты многопустотные высотой **220 мм**, ширина рядовых плит **1500 мм**, связевых плит между колоннами –
- Колонны сечением **400 х 400 мм**;
- Временная нагрузка на перекрытие **10 кН/м²**, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$;
- Коэффициент надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$;
- Район строительства – г. Самара.

5.2.2. Расчет и конструирование многопустотной плиты перекрытия

Расчетный пролет плиты при опирании на ригель по верху:

$$l_0 = l - \frac{b}{2} = 5700 - \frac{250}{2} = 5575 \text{ мм}$$

Подсчет нагрузок на **1 м²** перекрытия выполнен в табличной форме.

Таблица 2 - Нагрузки на **1 м²** плиты перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная			
От массы плиты с пустотами: ($\delta = 0,12 \text{ м}, \rho = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$)	$0,12 * 25 = 3$	1,1	3,3
От массы пола : ($q_{\text{п}} = 1,1 \text{ кН/м}^2$)	1,1	1,3	1,43
ИТОГО:	4,1	–	$g = 4,73$
Временная			
Временная: ($v = 10 \text{ кН/м}^2$)	10	1,2	12
Длительная	7	1,2	8,4
Кратковременная	3	1,2	3,6
Полная нагрузка ($g + v$)	14,1	–	$q = 16,73$

Расчетные нагрузки на 1 м длины плиты при ширине плиты **1,5 м** с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$:

- для расчета по первой группе предельных состояний:

$$q = 16,73 * 1,5 * 1 = 25,1 \text{ кН/м}$$

- для расчета по второй группе предельных состояний: полная $q_{\text{tot}}^n = 14,1 * 1,5 * 1 = 21,15 \text{ кН/м}$
длительная $q_l^n = 7,1 * 1,5 * 1 = 10,65 \text{ кН/м}$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{25,1 * 5,575^2}{8} = 97,5 \text{ кН * м}$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{25,1 * 5,575}{2} = 69,9 \text{ кН * м}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M_{tot} = \frac{q_{tot}^n l_0^2}{8} = \frac{21,15 * 5,575^2}{8} = 82,17 \text{ кН * м}$$

$$M_i = \frac{q_i l_0^2}{8} = \frac{10,65 * 5,575^2}{8} = 41,38 \text{ кН * м}$$

Таблица 3 - Нормативные и расчетные характеристики бетона, МПа

Класс бетона	Вид бетона	Для предельных состояний				E_b
		Первой группы		Второй группы		
		R_b	R_{bt}	$R_{bn} = R_{b,ser}$	$R_{bt} = R_{bt,ser}$	
B35	Тяжелый	19,5	1,3	25,5	1,95	34500

При расчетах необходимо учитывать коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$, тогда:

$$R_b = 19,5 * 0,9 = 17,55 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,3 * 0,9 = 1,17 \text{ МПа}$$

Таблица 4 - Нормативные и расчетные сопротивления арматуры, МПа

Класс арматуры	Вид арматуры	Для предельных состояний				E_b
		Первой группы			Второй группы	
		R_s	R_{sw}	R_{sc}	$R_{sn} = R_{s.ser}$	
A800	Стержневая	695	—	500	800	200000

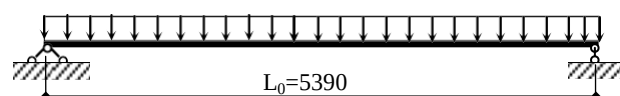
Назначаем величину предварительного напряжения арматуры с учетом требований п.9.1.1 (СП 63.13330.2012), а именно:

и не менее $0,3R_{sn} = 0,3 * 800 = 240 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа} < 0,9R_{s,ser} = 0,9 * 800 = 720 \text{ МПа}$$

5.2.2.1.

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы



Q

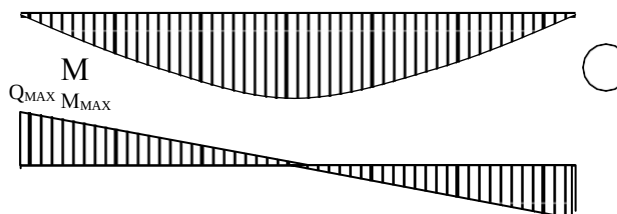


Рис.5.5. Расчетная схема плиты перекрытия

К трещиностойкости плиты предъявляются требования 3-ей категории. Технология изготовления плиты – агрегатно-поточная. Натяжение напрягаемой арматуры осуществляется электротермическим способом.

Расчет прочности плиты производим по сечению нормальному к продольной оси при

$M = 97,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне.

Согласно п. 8.1.11 (13) при:

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{31}{220} = 0,14 > 0,1$$

следовательно, расчетную ширину таврового сечения принимаем:

$$b'_f = 1460 \text{ мм}; h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$$

Границу сжатой зоны при расчете таврового сечения определяем по условию (3.23) (17):

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 17,55 \cdot 1,46 \cdot 0,031 (0,19 - 0,5 \cdot 0,031) = 138,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$138,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 97,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке и расчет ведется как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1460 \text{ мм}$.

Определяем значение:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{97,5 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1460 \cdot 190^2} = 0,105$$

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,105} = 0,111$$

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 \cdot 0,105} = 0,944$$

Для класса А800 и $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0,6$ находим

$$\xi_R = 0,41$$

Таблица 5- Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

σ_{sp}/R_s	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44

0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Примечания:

1. Для арматуры класса А540 значение ξ_R вычислено при $R_s = 490$ МПа.
2. Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и коэффициенте $\gamma_{sp}=0,9$.
3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp} , рекомендуется принимать $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$.

Здесь $\sigma_{sp} = 0,7(800 - 100) = 490$ МПа принято с учетом полных потерь.

Так как $\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,111}{0,41} = 0,27 < 0,6$, принимаем коэффициент $\gamma_{s3} = 1,1$, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести.

Вычисляем требуемую площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s3} R_s \eta h_0} = \frac{97,5 * 10^6}{1,1 * 695 * 0,944 * 190} = 711 \text{ мм}^2$$

Принимаем

$$\text{с } A_s = 804 \text{ мм}^2.$$

4Ø16

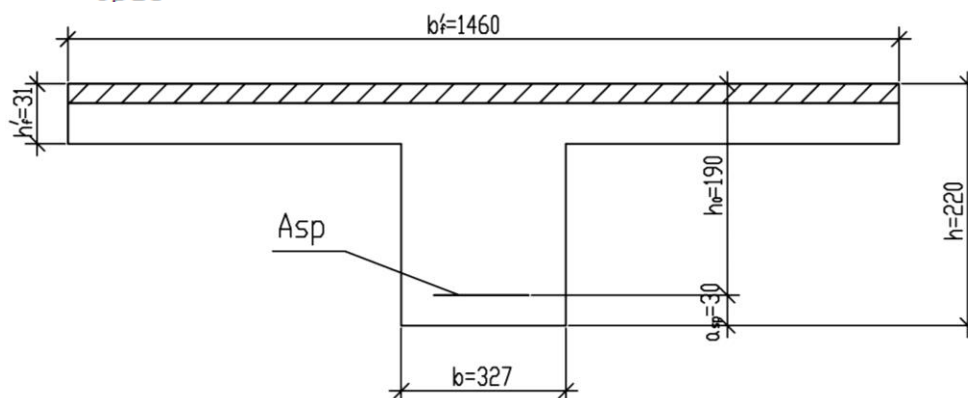


Рисунок 5.6. – Приведенное сечение плиты к расчету по прочности

Расчет полки на местный изгиб

Расчетный пролет будет равен: $l_0 = 159$ мм; Нагрузка на 1 м^2 полки толщиной 31 мм:

Изгибающий момент для полосы 1 м с учетом частичной заделки полки плиты вребрах определяем:

$$q = \gamma_n (h'_f \rho \gamma_f + g_f \gamma_f + v \gamma_f) = 1(0,031 * 25 * 1,1 + 1,1 * 1,2 + 10 * 1,2) = 14,2 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{q l_0^2}{11} = \frac{14,2 * 0,159^2}{11} = 0,0326 \text{ кН * м}$$

Арматурную сетку размещаем в середине сечения полки, тогда

$$h_0 = \frac{h'_f}{2} = \frac{31}{2} = 15,5 \text{ мм}$$

Диаметр рабочей арматуры в сетке назначаем 3 мм класса В500:

$$R_s = 435 \text{ МПа}; \alpha_R = 0,372$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,0326 * 10^6}{17,55 * 1000 * 15,5^2} = 0,0077 < \alpha_R = 0,372$$

Требуемая площадь продольной арматуры сварной сетки на ширине 1 м:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{17,55 * 1000 * 15,5 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0077})}{435} = 4,83 \text{ мм}^2$$

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой $\text{B500 с шагом } s = 200 \text{ мм}$ и

$$A_s = 35,3 \text{ мм}^2.$$

Расчет прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси.

Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 69,9 \text{ кН}$, равномерно – распределенная расчетная нагрузка:

$$q = q_1 = 25,1 \text{ кН/м}$$

Поскольку высота сечения плиты $h = 220 \text{ мм} < 300 \text{ мм}$, то допускается не устанавливать поперечную арматуру в многослойных плитах, в которых поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, то для проверки этого условия выполним проверочный расчет.

Прочность сечения плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры должна быть обеспечена:

Прочность сечения плиты обеспечена. Проверим условие (3.71) из СП–52–102–2004:

$$2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 * 1,17 * 347 * 190 = 192,8 \text{ кН} > Q_{max} = 69,9 \text{ кН}$$

Находим усилие обжатия от растянутой напрягаемой арматуры:

$$p = 0,7 \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 * 720 * 804 = 405216 \text{ Н} = 405,2 \text{ кН}$$

Вычисляем площадь сечения плиты без учета свесов сжатой полки:

$$A_1 = 347 * 220 = 76340 \text{ мм}^2$$

Определяем коэффициент φ_n :

$$\frac{p}{R_b A_1} = \frac{405216}{17,55 * 76340} = 0,302$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{p}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{p}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 * 0,302 - 1,16 * 0,302^2 = 1,374$$

Определяем:

$$Q_{b,min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 * 1,374 * 1,17 * 347 * 190 = 52993 \text{ Н} = 52,99 \text{ кН}$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 69,9 - 25,1 * 0,19 = 65,13 \text{ кН}$$

$Q = 65,13 \text{ кН} > Q_{b,min} = 52,99 \text{ кН}$, след-но поперечную арматуру устанавливаем из следующего расчета.

Расчет для обеспечения прочности по наклонной трещине производится по наиболее опасному наклонному сечению из условия:

Поперечное сечение, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \frac{Q_{b2} + Q_{b3} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{M_b}{c} = \frac{2,0 * 1,5 * 1,17 * 347 * 190^2}{190} = 231,4 \text{ кН}$$

Определяем максимальную длину проекции опасного наклонного сечения на продольную ось плиты:

$$c_{max} = \frac{M_b}{Q_{b,min}} = h_0 \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} = 19 \frac{1,5}{0,6} = 47,5 \text{ см}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами:

$$Q_{sw} = Q_b - Q_{b,min} = 231,4 - 92,5 = 138,9 \text{ кН}$$

$$Q_{b,min} = 0,6 * 2 * 1,17 * 190 * 347 = 92,5 \text{ кН}$$

Приняв $c_0 = 38 \text{ см}$, усилия в хомутах на единицу длины плиты:

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c_0} = \frac{138900}{47,5} = 2924 \text{ Н/см}$$

При этом должно выполняться условие:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \gamma_{b2} R_{bt} b}{2} = \frac{0,6 * 2 * 1,17 * 100 * 34,7}{2} = 2435 \text{ Н/см}$$

Так как $q_{sw} = 2924 \text{ Н/см} > 2435 \text{ Н/см}$, то $q_{sw} = 2924 \text{ Н/см}$.

Определяем длину проекции опасной наклонной трещины на продольную ось плиты:

Поскольку $2h_0 = 2 * 19 = 38 \text{ см} < 122,7 \text{ см}$, то $c_{max} = 38 \text{ см}$.

Уточняем величину Q_{sw} , исходя из условия, что

$$c = 38 \text{ см};$$

$$Q_{sw} = \frac{Q_b}{\sqrt{\frac{q_{sw}}{q_{b2}}}} = \frac{231,4}{\sqrt{\frac{2924}{115700}}} = 115700 \text{ Н}$$

При этом $q_{sw} = \frac{115700}{38} = 3044 \frac{\text{Н}}{\text{см}} > 2924 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$.

Окончательно принимаем $q_{sw} = 3044 \text{ Н/см}$:

$$c_0 = \sqrt{\frac{1,5 * 2 * 1,17 * 10^2 * 34,7 * 19^2}{3044}} = 38 \text{ см}$$

Из условия сварки принимаем поперечную арматуру Вр500 При 6-ти каркасах:

$$A_{sw} = 6 * 0,196 = 1,17 \text{ см}^2$$

6Ø5:

Шаг поперечных стержней принимаем

$$s = 100 \text{ мм}$$

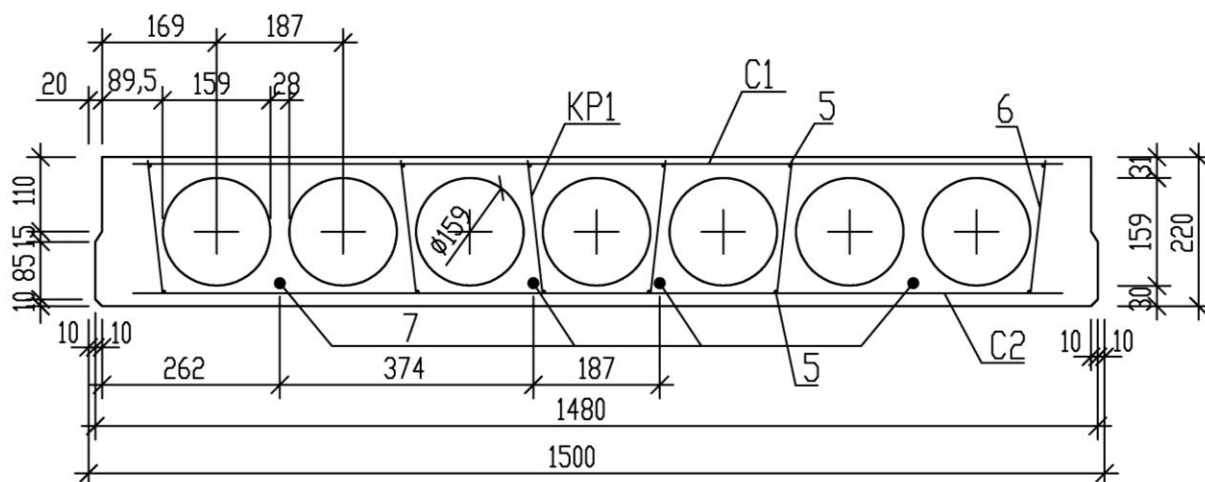


Рисунок 5.7 – Армирование многопустотной плиты перекрытия

5 – ненапряженная продольная арматура (конструктивная); 6 – поперечная арматура; 7 – предварительно напряженная арматура.

5.2.2.2.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Согласно требованиям п. 8.2.6 (13) в многопустотной плите, армированной стержневой напрягаемой арматурой класса А800, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин шириной:

– непродолжительного раскрытия трещин:

$$a_{crc,ult1} = 0,3 \text{ мм}$$

$$a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$$

По табл. Е1, поз.2 (10) для расчетного пролета **5,575 м** относительное значение предельного прогиба из эстетических требований определяем по интерполяции:

$$3 \text{ м} - \frac{1}{150} \quad 5,575 \text{ м} - \frac{1}{191} \quad 6 \text{ м} - \frac{1}{200}$$

Величина предельного прогиба составляет:

$$f_{ult} = \frac{1}{191} * 5575 = 29,2 \text{ мм}$$

Определяем геометрических характеристик приведенного сечения плиты

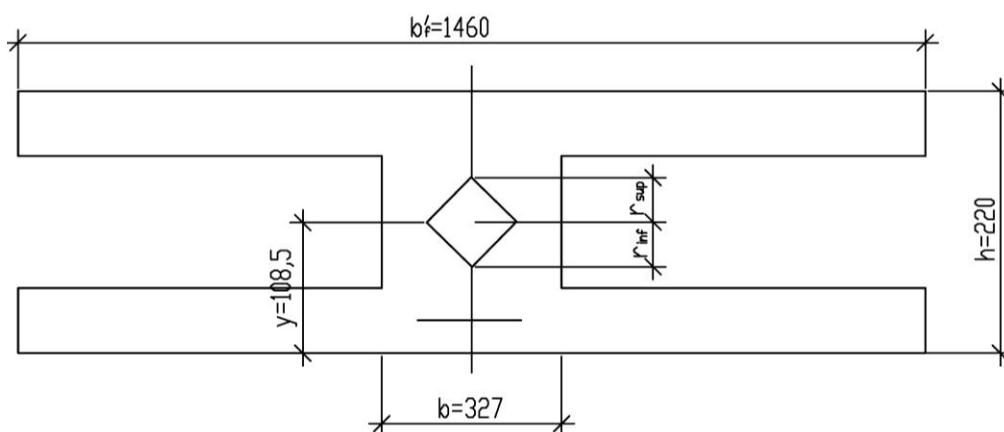


Рисунок 5.8 – Приведенное сечение плиты для расчета по 2 группе предельных состояний
При определении геометрических характеристик эквивалентного сечения уточняемые размеры путем замены круглых пустот прямоугольными с :
– горизонтальной стороной:

$$A = 0,907d = 0,907 * 159 = 144,2 \text{ мм}$$

– вертикальной стороной:

$$B = 0,866d = 0,866 * 159 = 138 \text{ мм}$$

Тогда толщина полок эквивалентного сечения будет равна:

$$h'_f = h_f = \frac{220 - 138}{2} = 41 \text{ мм}$$

Ширина ребра эквивалентного сечения:

$$b = b'_f - 6A = 1460 - 6 * 144,2 = 594,8 \text{ мм}$$

Площадь приведенного сечения определяем с учетом напрягаемой арматуры:

$$A_{red} = A_{b,tot} + \alpha A_{sp} = 1460 * 41 + 1460 * 41 + (220 - 2 * 41) * 594,8 + 5,8 * 84$$

$$\text{Где } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,8$$

Площадь только бетонного сечения без учета арматуры равна:

$$A = A_{b,tot} = 59860 + 59860 + 82082,4 = 201802,4 \text{ мм}^2$$

Статический момент инерции приведенного сечения относительно нижней грани:

$$\begin{aligned} S_{red} &= \sum A_{bi} y_i + \alpha A_{sp} \alpha_{sp} = b'_f h'_f (h - 0,5 h'_f) + b_f h_f * 0,5 h_f + B b * 0,5 h + \alpha A_{sp} a = \\ &= 1460 * 41 * 199,5 + 1460 * 41 * 20,5 + 138 * 594,8 * 110 + 5,8 * 804 * 30 \\ &= 22338160 \text{ мм}^3 \end{aligned}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней и верхней грани:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{22338160}{206465,6} = 108,2 \text{ мм}$$

$$h - y = 220 - 108,2 = 111,8 \text{ мм}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести напрягаемой арматуры A_{sp} :
Момент инерции приведенного сечения плиты относительно ее центра тяжести:

$$I_{red} = \sum (J_{0i} + A_{bi} a_i^2) = \frac{1460 * 41^3}{12} + 1460 * 41 * 91,3^2 + \frac{594,8(220 - 2 * 41)^3}{12} + 594,8(220 - 2 * 41) * 1,8^2 + \frac{1460 * 41^3}{12} + 1460 * 41 * 87,7^2 + 5,8 * 804 * 78,2^2 = 1135193101 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани плиты:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_{red}} = \frac{1135193101}{108,2} = 10491618 \text{ мм}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки:

$$r_{sup} = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10491618}{206465,6} = 50,8 \text{ мм}$$

5.2.2.3. Потери предварительного напряжения

Потери предварительного напряжения арматуры определяем в соответствии с п.

9.1.3 (13).

Потери от релаксации напряжения стержневой арматуры на упоры формы определяем согласно п. 9.1.3 (13) при натяжении электротермическим способом:

Значение первых потерь предварительного напряжения арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 * 720 = 21,6 \text{ МПа}$$

$$\Delta\sigma_{sp2} = \Delta\sigma_{sp3} = \Delta\sigma_{sp4} = 0$$

Усилие обжатия:

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 804(720 - 21,6) = 561,5 \text{ кН}$$

В связи с отсутствием в сжатой зоне напрягаемой арматуры, эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести: $l_{op1} = y_{sp} = 78,2 \text{ мм}$, а расстояние от центра тяжести до верхней грани сечения: $y - a_p = 108,2 - 30 = 78,2 \text{ мм}$.

Определяем напряжение в бетоне σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$ при $y_s = y = 108,2 \text{ мм}$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)} * e_{op1} * y_{sw})_i}{J_{red}} = \frac{561,5 * 10^3}{206465,6} + \frac{561,5 * 10^3 * 78,2 * 108,2}{1135193101} =$$

$$= 6,91 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 18 \text{ МПа} - \text{условие выполняется}$$

Определяем вторые потери напряжений. Потери от усадки бетона:

Необходимо учитывать тепловую обработку бетона при атмосферном давлении:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,85 * 40 = 34 \text{ МПа}$$

$$\Delta\sigma_{sp5} = \xi_{b,sh} * E_s = 0,0002 * 200000 = 40 \text{ МПа}$$

Для определения потерь от ползучести бетона вычислим напряжения в бетоне в середине пролета от действия $P_{(1)}$ и M_w .

Нагрузка от собственного веса плиты:

$$q_w = 3 * 1,5 = 4,5 \text{ кН/м}$$

$$M_w = \frac{q_w l_0^2}{8} = \frac{4,5 * 5,575^2}{8} = 17,5 \text{ кН * м}$$

Напряжение σ_{bp} на уровне напрягаемой арматуры: $e_{op1} = y_{sp} = 78,2 \text{ мм}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{y_{sp}(P_{(1)} * e_{op1} - M_w)_i}{I_{red}} = \frac{561,5 * 10^3}{206465,6} + \frac{78,2(561,5 * 10^3 * 78,2 - 17,5 * 10^6)}{1135193101} = 4,54 \text{ МПа}$$

Напряжения σ'_{bp} на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации:

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)} * e_{op1} - M_w)_i (h - y)}{I_{red}} = \frac{561,5 * 10^3}{206465,6} - \frac{(561,5 * 10^3 * 78,2 - 17,5 * 10^6)(220 - 108,2)}{1135193101} = 0,12 \text{ МПа} > 0$$

$$R_{bp} = 20 \text{ МПа} < 0,7 * 35 = 24,5 \text{ МПа}$$

Для бетона класса В20:

$$E_b = 27500 \text{ МПа} \text{ и } \varphi_{b,cr} = 2,0 \text{ (при } \varphi = 90\% \text{)}.$$

Потери от ползучести на уровне растянутой напрягаемой арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{sp}}{1 + \alpha\mu\left(1 + \frac{y_{sp}^2 * A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \frac{0,8 * 2 * 7,27 * 4,54}{1 + 7,27 * 0,00389\left(1 + \frac{78,2^2 * 206465,6}{1135193101}\right)(1 + 0,8 * 2)} = 45,9 \text{ МПа}$$

$$\alpha = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{200000}{27500} = 7,27$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_{red}} = \frac{804}{206465,6} = 0,00389$$

С учетом тепловой обработки бетона, полученный результат умножаем на 0,85

$$\Delta\sigma_{sp6} = 0,85 * 45,9 = 39 \text{ МПа}$$

На уровне крайнего сжатого волокна потери напряжений от ползучести:

$$\Delta\sigma'_{sp6} = 0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma'_{bp} = 0,8 * 2 * 7,27 * 0,12 = 1,4 \text{ МПа}$$

С учетом тепловой обработки бетона:

$$\Delta\sigma'_{sp} = 0,85 * 1,4 = 1,19 \text{ МПа}$$

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 21,6 + 0 + 0 + 0 + 34 + 39 = 94,6 \text{ МПа}$$

$$94,6 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа} \rightarrow \Delta\sigma_{sp(2)} = 100 \text{ МПа}$$

С учетом всех потерь напряжения в напрягаемой арматуре:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 720 - 100 = 620 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом суммарных потерь:

$$P = \sigma_{sp(2)} * A_{sp} = 620 * 804 = 498,5 \text{ кН}$$

Эксцентриситет усилия обжатия P : $e_{op} = e_{op1} = 78,2 \text{ мм}$

Для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям выполним расчет по образованию трещин:

$$M_{crc} = \gamma W_{resd} R_{bt,ser} + P(e_{op} + r) = 1,25 * 10491618 * 1,76 + 498,5 * 10^3 (78,2 + 50,8) = 87,4 \text{ кНм}$$

$$\frac{b'_f}{b_f} = \frac{b_f}{b} = \frac{1460}{594,6} = 2,5 \leq 6 \rightarrow \gamma = 1,25$$

$$M_{crc} = 87,4 \text{ кН} * \text{м} > M_{tot} = 82,17 \text{ кН} * \text{м}$$

следовательно, трещины в растянутой зоне не образуются и расчет ширины раскрытия трещин не требуется.

5.2.2.4.

Расчет плиты по деформациям

Для определения кривизны определим значения модулей деформации сжатого бетона и коэффициентов приведения арматуры к бетону:

– при непродолжительном действии нагрузок:

$$E_{b1} = 0,85 * E_b = 0,85 * 34500 = 29325 \text{ МПа}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{200000}{29325} = 6,82$$

– при продолжительном действии нагрузок:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{34500}{1 + 1,5} = 13800 \text{ МПа}$$

, т. к. В35 и $\varphi = 90\%$;

$$\varphi_{b,cr} = 1,5$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{200000}{13800} = 14,5$$

Определяем характеристики приведенного сечения:

– при непродолжительном действии нагрузок:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 1460 * 41 + 1460 * 41 + (220 - 2 * 41) * 594,8 + 6,82 * 804 = 207285,7 \text{ мм}^2$$

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} \alpha_{sp} = 1460 * 41 * 199,5 + 1460 * 41 * 20,5 + 138 * 594,8 * 110 + 6,82 * 804 * 30 =$$

$$= 22362762 \text{ мм}^3$$

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{22362762}{207285,7} = 107,8 \text{ мм}$$

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 = \frac{1460 * 41^3}{12} + 1460 * 41 * 91,7^2 + \frac{594,8(220 - 2 * 41)^3}{12} +$$

$$+ 594,8(220 - 2 * 41) * 2,2^2 + \frac{1460 * 41^3}{12} + 1460 * 41 * 87,3^2 + 6,28 * 804 * 77,8^2 =$$

$$= 1137560914 \text{ мм}^4$$

– при продолжительном действии нагрузок:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 1460 * 41 + 1460 * 41 + (220 - 2 * 41) * 594,8 + 14,5 * 804 = 211460 \text{ мм}^2$$

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} \alpha_{sp} = 1460 * 41 * 199,5 + 1460 * 41 * 20,5 + 138 * 594,8 * 110 + 14,5 * 804 * 30 =$$

$$= 22548004 \text{ мм}^3$$

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{22548004}{211460} = 106,6 \text{ мм}$$

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 = \frac{1460 * 41^3}{12} + 1460 * 41 * 92,9^2 + \frac{594,8(220 - 2 * 41)^3}{12} +$$

$$+ 594,8(220 - 2 * 41) * 3,4^2 + \frac{1460 * 41^3}{12} + 1460 * 41 * 86,1^2 + 14,5 * 804 * 76,6^2 =$$

$$= 1176759526 \text{ мм}^4$$

Определяем кривизну плиты при продолжительном действии постоянной и длительной нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{E_{b1} I_{red}} = \frac{41,38 * 10^6}{13800 * 1176759526} = 0,255 * 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$$

Кривизны от усилия предварительного обжатия Р:

– от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P * e_{op}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{498,5 * 77,8}{29325 * 1137560914} = 0,0001 * 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$$

– от продолжительного действия усилия предварительного обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P * e_{op}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{498,5 * 76,6}{13800 * 1176759526} = 0,0002 * 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$$

Кривизна, обусловленная выгибом плиты вследствие усадки и ползучести бетона отусилия предварительного обжатия:

Где $\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 34 + 45,9 = 79,9$ МПа Определяем:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \left(\frac{\sigma_{sp}}{r E_s h_0}\right) = \frac{79,9 - 35,19}{200000 * 190} = 0,1171 * 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$$

Тогда полная кривизна от действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] = 0,255 * 10^{-5} - 0,1171 * 10^{-5} = 0,138 * 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$$

Прогиб плиты, при $s = \frac{5}{48}$:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{max} * s * l_0^2 = 0,138 * 10^{-5} * \frac{5}{48} * 5575^2 = 4,46 \text{ мм} < f_{ult} = 29,2 \text{ мм}$$

Условие прогиба выполняется.

5.2.3. Расчет и конструирование однопролетного ригеля

Для опирания пустотных панелей принимается сечение ригеля высотой $h_g = 45$ см или $h_g = 60$ см, для опирания ребристых панелей принимается сечение ригеля высотой $h_g = 60$ см. Ригели могут выполняться обычными или предварительно напряженными. Высота сечения обычного ригеля $h_p = (1/15 \dots 1/8) l_p$

Исходные данные

Назначаем предварительные размеры ригеля:

$$h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{12}\right) l = \frac{1}{11} * 7200 = 600 \text{ мм}$$

$$b = (0,3 \dots 0,4) h = 0,4 * 600 = 250 \text{ мм}$$

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия принимаются те же, что и при расчете панели перекрытия. Ригель шарнирно оперт на консоли колонн, $h_g = 45$ см. Расчетный размер крайних пролетов ригеля принимается равным расстоянию от оси опоры на стене до оси колонны:

$$l_{01} = 7,2 - 0,25 + \frac{0,3}{2} = 7,1 \text{ м}$$

Размер средних пролетов – расстояние между осями колонн:

$$l_{02} = 7,2 \text{ м}$$

Подсчитаем нагрузку на 1 пог. м ригеля при ширине грузовой полосы перекрытия,приходящуюся на ригель, равной 5,7 м.

Постоянная нагрузка на ригель:

– от перекрытия (при $\gamma_n = 1$, т. к. I класс ответственности здания):

$$4,73 * 5,7 * 1 = 27 \text{ кН/м}$$

– от веса ригеля (сечение $0,65 * 0,25$; $\rho = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_n = 1$):

$$0,6 * 0,25 * 1,1 * 1 * 25 = 4,47 \text{ кН/м}$$

Итого: $g = 27 + 4,47 = 31,47 \text{ кН/м}$ Временная нагрузка на ригель:

$$v = 12 * 5,7 * 1 = 68,4 \text{ кН/м}$$

Полная нагрузка:

$$q = g + v = 31,47 + 68,4 = 99,87 \text{ кН/м}$$

Предварительное сечение колонны назначаем **400 x 400 мм**.

Таблица 5

Нормативные и расчетные характеристики бетона, МПа

Класс бетона	Вид бетона	Для предельных состояний				E_b
		Первой группы		Второй группы		
		R_b	R_{bt}	$R_{bn} = R_{b,ser}$	$R_{bt} = R_{bt,ser}$	
B35	Тяжелый	19,5	1,3	25,5	1,95	34500

При расчетах необходимо учитывать коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$, тогда:

$$R_b = 19,5 * 0,9 = 17,55 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,3 * 0,9 = 1,17 \text{ МПа}$$

Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций – А300, $R_s = 270 \text{ МПа}$ Для изгибаемого элемента из тяжелого бетона класса В35 с арматурой класса

А300 находим: $\alpha_R = 0,411$; $\xi_R = 0,577$.

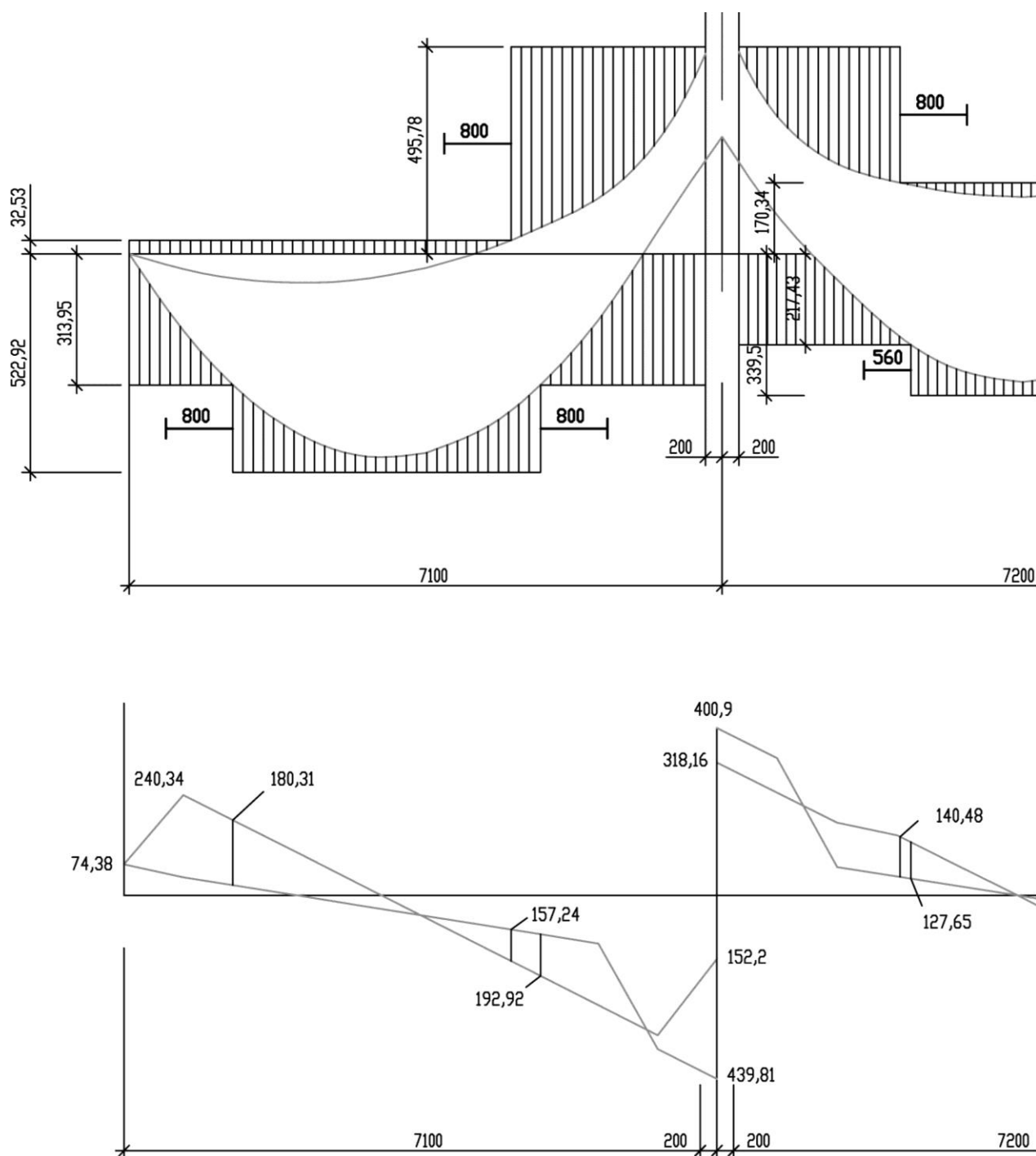


Рис. 5.8 – Построение эпюры материалов ригеля: огибающие эпюры и эпюры продольной арматуры

5.2.3.1. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси

Сечение в 1-ом пролете: $M = 485,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$h_0 = h - a = 600 - 60 = 540 \text{ мм}$$

Подбираем продольную арматуру:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{485,1 * 10^6}{17,55 * 250 * 540^2} = 0,379$$

$$\alpha_m = 0,379 < \alpha_R = 0,411 \rightarrow \text{сжатая арматура не требуется}$$

При $\alpha_m = 0,379$, находим

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 * 0,379} = 0,746,$$

тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{485,1 * 10^6}{270 * 0,746 * 540} = 4460 \text{ мм}^2$$

Принимаем 2Ø36 A300, $A_{s1} = 2036 \text{ мм}^2$ и 2Ø40 A300 $A_{s2} = 2513 \text{ мм}^2$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2036 + 2513 = 4549 \text{ мм}^2$$

Предварительно выбранный защитный слой бетона 60 мм не обеспечивает функцию защиты арматуры, следовательно, необходимо принять высоту слоя $a = 80 \text{ мм}$, тогда:

$$h_0 = h - a = 600 - 80 = 520 \text{ мм}$$

Подбираем продольную арматуру:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{485,1 * 10^6}{17,55 * 250 * 520^2} = 0,408$$

$$\alpha_m = 0,408 < \alpha_R = 0,411 \rightarrow \text{сжатая арматура не требуется}$$

При $\alpha_m = 0,408$, находим

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 * 0,408} = 0,714,$$

тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{485,1 * 10^6}{270 * 0,714 * 520} = 4839 \text{ мм}^2$$

Окончательно принимаем 4Ø40 A300 $A_s = 5026 \text{ мм}^2$

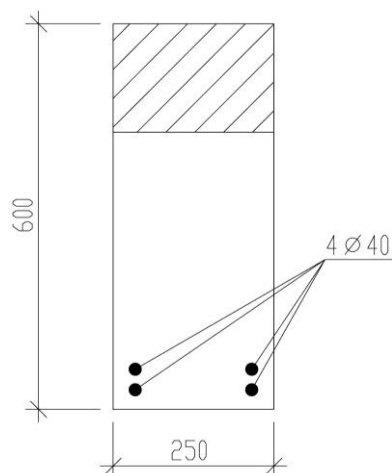


Рис. 5.9 – Армирование ригеля в растянутой зоне 1-го пролета Изгибающий момент по грани колонны:

$$M_{гр} = 479,51 \text{ кН} * \text{м}$$

$$h_0 = h - a = 600 - 45 = 555 \text{ мм}$$

Подбираем продольную арматуру:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{479,51 * 10^6}{17,55 * 250 * 555^2} = 0,355$$

$$\alpha_m = 0,355 < \alpha_R = 0,411 \rightarrow \text{сжатая арматура не требуется}$$

При $\alpha_m = 0,379$, находим

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 * 0,355} = 0,769,$$

тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим:

$$A_s = \frac{M_{гр}}{R_s \eta h_0} = \frac{479,51 * 10^6}{270 * 0,769 * 555} = 4161 \text{ мм}^2$$

Принимаем конструктивно 2Ø12 А300, $A_s = 226 \text{ мм}^2$; По расчету 1 ряд

– 2Ø40 с $A_{s1} = 2036 \text{ мм}^2$;

2 ряд – 2Ø36 с $A_{s2} = 2513 \text{ мм}^2$;

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2036 + 2513 = 4549 \text{ мм}^2$$

Предварительно выбранный защитный слой бетона 45 мм не обеспечивает функцию защиты арматуры, следовательно, необходимо принять высоту слоя $a = 80 \text{ мм}$, тогда:

$$h_0 = h - a = 600 - 80 = 520 \text{ мм}$$

Подбираем продольную арматуру:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{479,51 * 10^6}{17,55 * 250 * 520^2} = 0,404$$

$$\alpha_m = 0,404 < \alpha_R = 0,411 \rightarrow \text{сжатая арматура не требуется}$$

При $\alpha_m = 0,404$, находим

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 * 0,404} = 0,719,$$

тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{479,51 * 10^6}{270 * 0,719 * 520} = 4750 \text{ мм}^2$$

Окончательно принимаем 4Ø40 А300 $A_s = 5026 \text{ мм}^2$

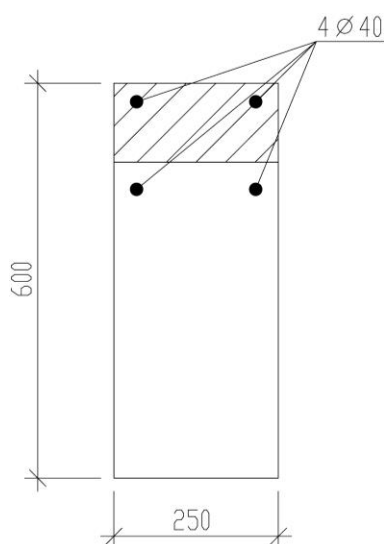


Рис. 5.10 – Армирование ригеля по грани колонны Сечение во 2-ом пролете:
Подбираем продольную арматуру:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{306,72 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 250 \cdot 540^2} = 0,24$$

$$\alpha_m = 0,24 < \alpha_R = 0,411 \rightarrow \text{сжатая арматура не требуется}$$

При $\alpha_m = 0,24$, находим

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 \cdot 0,24} = 0,86,$$

тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{306,72 \cdot 10^6}{270 \cdot 0,86 \cdot 540} = 2446 \text{ мм}^2$$

Принимаем 2Ø32 A300, $A_{s1} = 1609 \text{ мм}^2$ и 2Ø28 $A_{s1} = 1232 \text{ мм}^2$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1609 + 1232 = 2841 \text{ мм}^2$$

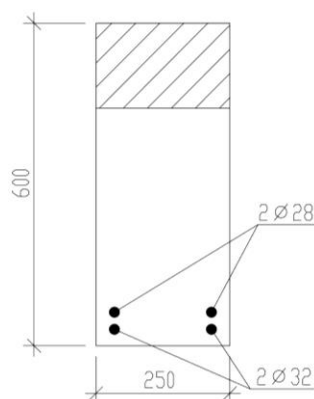


Рис. 5.11 – Армирование ригеля в растянутой зоне во 2-ом пролете Для 2-го пролета верхняя
растянутая арматура: $M = 136,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$
 $h_0 = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$

Подбираем продольную арматуру:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{136,51 * 10^6}{17,55 * 250 * 550^2} = 0,103$$

$$\alpha_m = 0,103 < \alpha_R = 0,411 \rightarrow \text{сжатая арматура не требуется}$$

При $\alpha_m = 0,103$, находим

$$\eta = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5 + 0,5\sqrt{1 - 2 * 0,103} = 0,891,$$

тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{136,51 * 10^6}{270 * 0,891 * 550} = 1031,7 \text{ мм}^2$$

Окончательно принимаем 2Ø28 А300 $A_s = 1232 \text{ мм}^2$

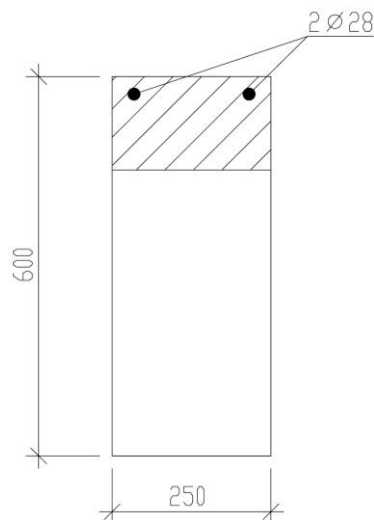


Рис.5.12 – Армирование ригеля в сжатой зоне во 2-ом пролете

5.2.3.2.

Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к

продольной оси

Для 1-го пролета (с левой стороны): Максимальная поперечная сила на промежуточной опоре:

Определяем требуемую интенсивность поперечных стержней, принимая опорном сечении

$h_0 = 600 - 60 = 540 \text{ мм}$:

$$Q_{max} = 312,25 \text{ кН}; \quad q_1 = q = 99,87 \text{ кН/м}$$

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 * 1,17 * 250 * 540^2 = 127,94 \text{ кН * м}$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{127,94 * 99,87} = 226,07 \text{ кН}$$

Поскольку:

$$Q_{b1} > \frac{2M_b}{h_0} - Q_{max}$$

$$226,07 \text{ кН} > \frac{2 * 127,94}{0,54} - 312,25 = 161,6 \text{ кН}$$

следовательно, требуемую интенсивность поперечных стержней определим: т. к. $Q_{b1} > R_{bt}bh_0$

При этом необходимо соблюдение условия:

$$q_{sw} = \frac{R_{bt}b}{3M_b} = \frac{1,17 \cdot 250}{3 \cdot 127,94} = 120,9 \text{ Н/мм}$$

~~$226,07 \text{ кН} > 1,17 \cdot 250 \cdot 540 = 157,95 \text{ кН}$~~ условие выполняется

Следовательно, принимаем $q_{sw} = 120,9 \text{ Н/мм}$

Из условия сварки с продольной рабочей арматурой, принимаем поперечные стержни $\varnothing 10 \text{ B500}$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$.

При двух каркасах в расчетном сечении имеем $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$; Требуемый по расчету шаг поперечных стержней:

$$s_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 \cdot 157}{120,9} = 389 \text{ мм}$$

Шаг поперечных стержней у опоры должен быть не более:

$$0,5h_0 = 0,5 \cdot 540 = 270 \text{ мм и не более 300 мм}$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней:

$$s_{max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,17 \cdot 250 \cdot 540^2}{312,25} = 273 \text{ мм}$$

Поперечная арматура принимается не менее $0,25\varnothing_{наиб}$ продольной арматуры и не менее 6 мм; $0,25 \cdot 40 = 10 \text{ мм}$

Принимаем шаг поперечных стержней $s_w = 250 \text{ мм}$ с фактической интенсивностью поперечных стержней:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 157}{250} = 188,4 \text{ кН/м}$$

Для 1-го пролета (в середине):

Шаг поперечных стержней в пролете ригеля должен быть не более:

$$0,75h_0 = 0,75 \cdot 520 = 390 \text{ мм и не более 500 мм}$$

Принимаем шаг поперечных стержней в пролете $s_{w2} = 380 \text{ мм}$ с фактической интенсивностью поперечных стержней:

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{300 \cdot 157}{380} = 123,9 \text{ кН/м}$$

Определим минимальную длину участка ригеля с интенсивностью поперечных стержней :

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(188,4 - 123,9) = 48,4 \text{ кН/м}$$

$$\Delta q_{sw} = 48,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < q_1 = 99,87 \text{ кН/м}$$

$$l_1 = c - \frac{M_b + 0,75q_{sw1}c_0 - Q_{max} + q_1c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 1,243 - \frac{\frac{127,94}{1,243} + 0,75 * 188,4 * 1,04 - 312,25 + 99,87 * 1,243}{48,4} = -0,033 \text{ м}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{127,94}{99,87 - 48,4}} = 1,243 \text{ м}$$

Но не более $3h_0 = 3 * 0,52 = 1,56 \text{ м}$, тогда принимаем $c = 1,243 \text{ м}$

, но не более $2h_0 = 2 * 0,52 = 1,04 \text{ м}$, тогда принимаем $c_0 = 1,04 \text{ м}$.

Исходя из конструктивных требований, $l_1 = \frac{1}{4}l_{01} = \frac{1}{4} * 7,1 = 1,755 \text{ м}$. Проверяем прочность наклонной полосы между наклонными трещинами:

Для 1-го пролета (с правой стороны):

$$Q_{max} \leq 0,3R_{bt}bh_0; q_1 = q = 99,87 \text{ кН/м}$$

$$312,25 \text{ кН} < 0,3 * 17,55 * 250 * 520 = 684,45 \text{ кН} - \text{прочность обеспечена}$$

Определяем требуемую интенсивность поперечных стержней, принимая опорном сечении $h_0 = 600 - 60 = 540 \text{ мм}$:

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 * 1,17 * 250 * 540^2 = 127,94 \text{ кН * м}$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{127,94 * 99,87} = 226,07 \text{ кН}$$

Поскольку:

$$Q_{b1} > \frac{2M_b}{h_0} - Q_{max}$$

$$226,07 \text{ кН} > \frac{2 * 127,94}{0,54} - 439,81 = 34 \text{ кН}$$

следовательно, требуемую интенсивность поперечных стержней определим: т. к. $Q_{b1} > R_{bt}bh_0$
 $226,07 \text{ кН} > 1,17 * 250 * 540 = 157,95 \text{ кН}$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_b^2}{3M_b} = \frac{439,81^2 - 226,07^2}{3 * 127,94} = 370,8 \text{ Н/мм}$$

При этом необходимо соблюдение условия:

$$\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{370,8}{1,17 * 250} = 1,27 > 0,25 - \text{условие выполняется}$$

Следовательно, принимаем $q_{sw} = 370,8 \text{ Н/мм}$

Из условия сварки с продольной рабочей арматурой, принимаем поперечные стержни $\varnothing 10$ В500, $R_{sw} = 300$ МПа.

При двух каркасах в расчетном сечении имеем $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$; Требуемый по расчету шаг поперечных стержней:

$$s_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 * 157}{370,8} = 127 \text{ мм}$$

Шаг поперечных стержней у опоры должен быть не более:

$$0,5h_0 = 0,5 * 540 = 260 \text{ мм и не более } 300 \text{ мм}$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней:

$$s_{max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,17 * 250 * 540^2}{439,81} = 194 \text{ мм}$$

Поперечная арматура принимается не менее $0,25\varnothing_{наиб}$ продольной арматуры и не менее 6 мм; $0,25 * 40 = 10 \text{ мм}$

Принимаем шаг поперечных стержней $s_{w3} = 150 \text{ мм}$ с фактической интенсивностью поперечных стержней:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 * 157}{150} = 314 \text{ кН/м}$$

Определим минимальную длину участка ригеля с интенсивностью поперечных стержней :

Длина проекций наклонной трещины $c_0 = c$ и не более $2h_0$: Проверим условие:

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(314 - 123,9) = 142,57 \text{ кН/м}$$

$$\Delta q_{sw} = 142,57 \frac{\text{кН}}{\text{м}} > q_1 = 99,87 \text{ кН/м}$$

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0$$

$$Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 * 1,17 * 250 * 540 = 78,97 \text{ кН/м}$$

$$l_1 = \frac{439,81 - (78,97 + 1,5 * 314 * 0,54)}{99,87} - 2 * 0,54 = -0,01 \text{ м}$$

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}}$$

$$\sqrt{\frac{127,94}{99,87}} = 1,132 \text{ м} < \frac{2 * 540}{1 - 0,5 \frac{314}{1,17 * 250}} = 2,332 \text{ м}$$

Тогда необходимо принимать:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{127,94}{0,75 * 314 + 99,87}} = 0,618 \text{ м}$$

Принимаем $c = 0,618 \text{ м} < 2h_0 = 2 * 0,52 = 1,04 \text{ м}$

Проверяем прочность наклонной полосы между наклонными трещинами:

$$Q_{max} < 0,3R_b b h_0$$

$$439,81 \text{ кН} < 0,3 * 17,55 * 250 * 540 = 710,7 \text{ кН} - \text{прочность обеспечена}$$

Для 2-го пролета (с левой и правой стороны): Максимальная поперечная сила на промежуточной опоре:

$$Q_{max} = 400,9 \text{ кН}; q_1 = q = 99,87 \text{ кН/м}$$

Определяем требуемую интенсивность поперечных стержней, принимая в опорном сечении

$$h_0 = 600 - 50 = 550 \text{ мм};$$

Поскольку:

$$M_b = 125,5 \text{ кН*м}; R_{bt} b h_0^2 = 1,5 * 1,17 * 250 * 550^2 = 132,7 \text{ кН*м}$$

$$Q_{b1} > \frac{Q_{max}}{2}$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{132,7 * 99,87} = 230,2 \text{ кН}$$

$$230,2 \text{ кН} > \frac{2 * 132,7}{0,55} - 400,9 = 81,6 \text{ кН}$$

следовательно, требуемую интенсивность поперечных стержней определим: т. к. $Q_{b1} > R_{bt} b h_0$
 $226,07 \text{ кН} > 1,17 * 250 * 550 = 160,8 \text{ кН}$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_b^2}{3M_b} = \frac{400,9^2 - 230,2^2}{3 * 132,7} = 270,6 \text{ Н/мм}$$

При этом необходимо соблюдение условия:

$$\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{270,6}{1,17 * 250} = 0,92 > 0,25 - \text{условие выполняется}$$

Следовательно, принимаем $q_{sw} = 270,6 \text{ Н/мм}$

Из условия сварки с продольной рабочей арматурой, принимаем поперечные стержни

$\varnothing 8 \text{ B500}, R_{sw} = 300 \text{ МПа}$.

При двух каркасах в расчетном сечении имеем $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$; Требуемый по расчету шаг поперечных стержней:

Шаг поперечных стержней у опоры должен быть не более:

$$0,5h_0 = 0,5 * 550 = 275 \text{ мм и не более } \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 * 101}{270,6} = 112 \text{ мм}$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней:

$$s_{max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,17 * 250 * 550^2}{400,9} = 220 \text{ мм}$$

Поперечная арматура принимается не менее $0,25 \phi_{наиб}$ продольной арматуры и не менее 6 мм;
 $0,25 * 32 = 8 \text{ мм}$

Принимаем шаг поперечных стержней $s_w = 150 \text{ мм}$ с фактической интенсивностью поперечных стержней:

Для 2-го пролета (в середине):

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 * 101}{150} = 202 \text{ кН/м}$$

Шаг поперечных стержней в пролете ригеля должен быть не более:

$$0,75 h_0 = 0,75 * 550 = 413 \text{ мм и не более } 500 \text{ мм}$$

Принимаем шаг поперечных стержней в пролете $s_{w2} = 400 \text{ мм}$ с фактической интенсивностью поперечных стержней:

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{300 * 101}{400} = 75 \text{ кН/м}$$

Определим минимальную длину участка ригеля с интенсивностью поперечных стержней :

Но не более $3 h_0 = 3 * 0,55 = 1,65 \text{ м}$, тогда принимаем $c = 1,65 \text{ м}$

$$\Delta q_{sw} = 0,75 (q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 (202 - 75) = 95,25 \text{ кН/м}$$

$$c = c_0 = 95,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < q_1 = 99,87 \text{ кН/м}$$

$$l_1 = c - \frac{M_b + 0,75 q_{sw1} c_0 - Q_{max} + q_1 c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 1,65 - \frac{\frac{132,7}{1,65} + 0,75 * 202 * 1,1 - 400,9 + 99,87 * 1,65}{95,25} = 1,54 \text{ м}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{132,7}{99,87 - 95,25}} = 5,35 \text{ м}$$

, но не более $2 h_0 = 2 * 0,55 = 1,1 \text{ м}$, тогда принимаем $c_0 = 1,1 \text{ м}$.

Исходя из конструктивных требований, $l_1 = \frac{1}{4} l_{02} = \frac{1}{4} * 7,2 = 1,8 \text{ м}$. Проверяем прочность наклонной полосы между наклонными трещинами:

$$Q_{max} < 0,3 R_b b h_0$$

$$400,9 \text{ кН} < 0,3 * 17,55 * 250 * 550 = 723,9 \text{ кН} - \text{прочность обеспечена}$$

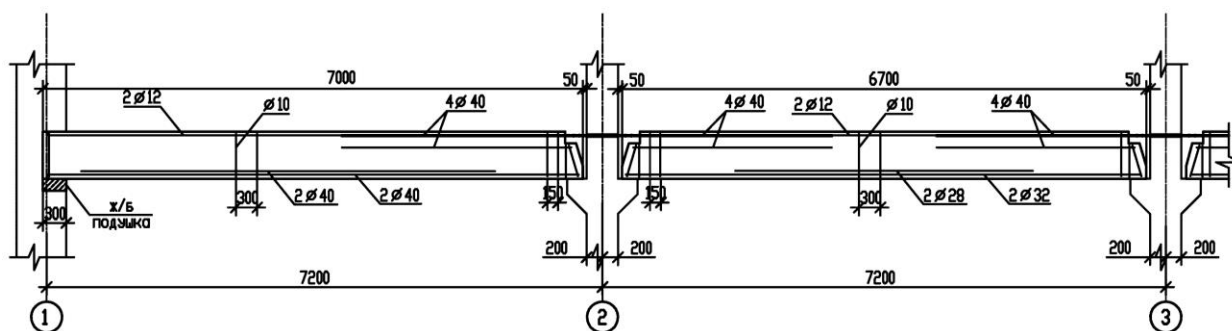


Рис.5.13 – Схема армирования ригеля

5.2.3.3.

Построение эпюры материалов

Определяем изгибающие моменты, воспринимаемые в расчетных сечениях при фактическом армировании элементов (рис. 5).

Сечение в 1-ом пролете с продольной арматурой $2\text{Ø}40$ $A_s = 2513 \text{ мм}^2$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 2513}{17,55 * 250} = 154,6 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{154,6}{540} = 0,286 < \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 2513 (540 - 0,5 * 154,6) = 313,95 \text{ кН} * \text{м}$$

Сечение в 1-ом пролете с продольной арматурой $4\text{Ø}40$ $A_s = 5026 \text{ мм}^2$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 5026}{17,55 * 250} = 309,3 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{309,3}{540} = 0,572 < \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 5026 (540 - 0,5 * 309,3) = 522,92 \text{ кН} * \text{м}$$

Сечение в 1-ом пролете с конструктивной арматурой в верхней зоне

$$2\text{Ø}12 \quad A_s = 226 \text{ мм}^2$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 226}{17,55 * 250} = 13,9 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{13,9}{540} = 0,026 < \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 226 (540 - 0,5 * 13,9) = 32,53 \text{ кН} * \text{м}$$

Сечение у опоры с арматурой в верхней растянутой зоне $4\text{Ø}40$ $A_s = 5026 \text{ мм}^2$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 5026}{17,55 * 250} = 309,3 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{309,3}{520} = 0,594 > \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 5026 (520 - 0,5 * 309,3) = 495,78 \text{ кН} * \text{м}$$

Сечение во 2-ом пролете с продольной арматурой $2\text{Ø}32$ $A_s = 1609 \text{ мм}^2$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 1609}{17,55 * 250} = 99 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{99}{550} = 0,18 < \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 1609 (550 - 0,5 * 99) = 217,43 \text{ кН * м}$$

Сечение во 2-ом пролете с продольной арматурой

$$2\emptyset 32 \text{ и } 2\emptyset 28 A_s = 2841 \text{ мм}^2$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 2841}{17,55 * 250} = 174,8 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{174,8}{530} = 0,33 < \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 2841 (530 - 0,5 * 174,8) = 339,5 \text{ кН * м}$$

Сечение во 2-ом пролете с продольной арматурой в верхней зоне

$$2\emptyset 28 A_s = 1232 \text{ мм}^2$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 * 1232}{17,55 * 250} = 75,8 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{75,8}{550} = 0,138 < \xi_R = 0,577$$

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 270 * 1232 (550 - 0,5 * 75,8) = 170,34 \text{ кН * м}$$

5.2.3.4.

Анкеровка стержней ригеля

Точки теоретического обрыва стержней и соответствующие им значения поперечных сил находим графическим способом, накладывая полученные значения изгибающих моментов на огибающую эпюру моментов (рис. 5).

Вычисляем необходимую длину заведения обрываемых стержней за точки теоретического обрыва для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающих моментов согласно п. 3.47 (17).

Для 1-го пролета:

– слева:

для нижней арматуры диаметром 40 мм $Q_{max} = 180,31 \text{ кН}$:

$$\omega_1 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{180,31 * 10^3}{2 * 188,4} + 5 * 40 = 680 \text{ мм}$$

И не менее $20d = 20 * 40 = 800 \text{ мм}$, тогда принимаем $\omega_1 = 800 \text{ мм}$

– справа:

для нижней арматуры диаметром 40 мм $Q_{max} = 192,92 \text{ кН}$:

$$\omega_2 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{192,92 * 10^3}{2 * 314} + 5 * 40 = 510 \text{ мм}$$

И не менее $20d = 20 * 40 = 800$ мм, тогда принимаем $\omega_2 = 800$ мм
 – сверху, по грани колонны:
 для верхней арматуры диаметром 40 мм $Q_{max} = 157,24$ кН:

$$\omega_3 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{157,24 * 10^3}{2 * 314} + 5 * 40 = 450 \text{ мм}$$

И не менее , тогда принимаем $\omega_3 = 800$ мм Для 2-го пролета:

– слева (справа): $20d = 20 * 40 = 800$ мм
 для нижней арматуры диаметром 28 мм $Q_{max} = 127,65$ кН:

$$\omega_4 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{127,65 * 10^3}{2 * 202} + 5 * 28 = 460 \text{ мм}$$

И не менее $20d = 20 * 28 = 560$ мм, тогда принимаем $\omega_4 = 560$ мм

– сверху, по грани колонны:

для верхней арматуры диаметром 40 мм $Q_{max} = 140,48$ кН:

$$\omega_5 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{140,48 * 10^3}{2 * 202} + 5 * 40 = 550 \text{ мм}$$

И не менее , тогда принимаем $\omega_5 = 800$ мм

$$20d = 20 * 40 = 800 \text{ мм}$$

5.3. Проектирование сборной железобетонной колонны

Определение нагрузки на колонну производим с грузовой площади:

$A_{tot} = 5,7 * 7,2 = 41,04 \text{ м}^2$, с учетом $\gamma_n = 1$ Таблица 6 - Постоянная нагрузка от 1 м^2 кровли

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Гидроизоляционный ковер – 2 слоя «Унифлекс»	0,09	1,3	0,117
Цементная стяжка – 20 мм	0,36	1,3	0,468
Утеплитель – керамзит 120 (	0,6	1,3	0,78
Пароизоляция – 1 слой «Бикроэласт»	0,03	1,3	0,039
ИТОГО:			1,612

$$\rho = 5 \text{ кН/м}^3)$$

Постоянная нагрузка от собственного веса кровли равна:

$$1,612 * 41,04 = 66,16 \text{ кН}$$

Постоянная нагрузка от ж/б конструкций одного этажа:

- от перекрытия: $3,3 * 41,04 = 135,43 \text{ кН}$;
- от собственного веса ригеля сечением $0,25 \times 0,6$ и длиной $7,2$ м при $\rho = 25 \text{ кг/м}^3$ и $\gamma_f = 1,1$ будет равна:
- от собственного веса колонны сечением $0,4 \times 0,4$ при высоте этажа $4,8$ м:

$$0,4 * 0,4 * 4,8 * 25 * 1,1 = 21,12 \text{ кН}$$

Итого постоянная нагрузка на колонну 1-го этажа от веса всех ж/б конструкций здания будет равна (5 этажей):

$$5(135,43 + 29,7 + 21,12) = 931,25 \text{ кН}$$

Постоянная нагрузка на колонну от массы пола 4-х этажей ($g_n = 1,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$) при $\gamma_f = 1,2$ будет равна:

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие:

$$S_0 = 0,7 C_e C_t \mu S_g = 0,7 * 1 * 1 * 1 * 2,0 = 1,4 \text{ кН/м}^2$$

$$4 * 1,1 * 1,2 * 41,04 = 216,7 \text{ кН}$$

где $S_g = 2,0 \text{ кН/м}^2$ для г. Самара (IV снеговой район), $C_e = 1$ – коэффициент, учитывающий снос снега от ветра;

$\mu = 1$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

$C_t = 1$ – термический коэффициент; Расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S = S_0 \gamma_f = 1,4 * 1,4 = 1,96 \text{ кН/м}^2$$

При этом длительная составляющая снеговой нагрузки составит:

$$0,7 * 1,96 = 1,37 \text{ кН/м}^2$$

Полная снеговая нагрузка на колонну:

$$1,96 * 41,04 = 80,4 \text{ кН}$$

- от длительной составляющей снеговой нагрузки:

$$1,37 * 41,04 = 56,2 \text{ кН}$$

От полной временной нагрузки на перекрытиях 4-х этажей при $\gamma_f = 1,2$ нагрузка на колонну составит:

$$4 * 10 * 1,2 * 41,04 = 1969,9 \text{ кН}$$

– длительная составляющая:

$$4(10 - 3) * 1,2 * 41,04 = 1378,9 \text{ кН}$$

Суммарная величина продольной силы в колонне 1-го этажа:

$$N = 66,16 + 931,25 + 216,7 + 80,4 + 1969,6 = 3264,11 \text{ кН}$$

– длительная составляющая:

$$N_1 = 66,16 + 931,25 + 216,7 + 56,2 + 1378,9 = 2649,2 \text{ кН}$$

С учетом класса ответственности здания $\gamma_n = 1$:

$$N = 3264,11 * 1 = 3264,11 \text{ кН}$$

$$N_1 = 2649,2 * 1 = 2649,2 \text{ кН}$$

Таблицы 7 - Нормативные и расчетные характеристики бетона, МПа

Класс бетона	Вид бетона	Для предельных состояний				E_b
		Первой группы		Второй группы		
		R_b	R_{bt}	$R_{bn} = R_{b,ser}$	$R_{bt} = R_{bt,ser}$	
B35	Тяжелый	19,5	1,3	25,5	1,95	34500

При расчетах необходимо учитывать коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$, тогда:

$$R_b = 19,5 * 0,9 = 17,55 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,3 * 0,9 = 1,17 \text{ МПа}$$

– Продольная рабочая арматура А300, $R_{sc} = 270 \text{ МПа}$;

– Поперечная арматура В500;

Поскольку $l_0 = 4800 \text{ мм} < 20h = 20 * 400 = 8000 \text{ мм}$, то расчет прочности колонны выполняем как сжатого элемента при случайных эксцентриситетах.

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4800}{400} = 12; \quad \frac{N_1}{N} = \frac{2649,2}{3264,11} = 0,811$$

Находим коэффициенты по прил. IV $\rightarrow \varphi_b = 0,877$, $\varphi_{sb} = 0,9$; Принимаем ориентировочное значение:

$$\varphi = \frac{\varphi_b + \varphi_{sb}}{2} = \frac{0,877 + 0,9}{2} = 0,888$$

Требуемая площадь сечения продольной арматуры:

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b * A}{R_{sc}} = \frac{\frac{3264,11 * 10^3}{0,888} - 17,55 * 160000}{270} = 3214 \text{ мм}^2$$

Принимаем $4\emptyset 36$ с $A_s = 4072 \text{ мм}^2$.

Уточняем коэффициент продольного изгиба:

$$\alpha_s = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b * A} = \frac{270 * 4072}{17,55 * 160000} = 0,39$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s = 0,877 + 2(0,9 - 0,877)0,39 = 0,895 < \varphi_{sb} = 0,9$$

При этом несущая способность сечения колонны 1-го этажа будет равна:

$$N_{ult} = \varphi(R_b * A + R_{sc}A_{s,tot}) = 0,895(17,55 * 160000 + 270 * 4072) = 3497,2 \text{ кН} > N = 3264,1 \text{ кН}$$

Прочность колонны обеспечена. Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_{s,tot}}{A} * 100\% = \frac{4072}{160000} * 100\% = 2,5\%$$

Поперечную арматуру в колонне принимаем из арматуры В500

Т. к. насыщение сжатой продольной арматуры более 1,5%; 2,5% > 1,5%, то поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $\frac{10d}{4}$:

Принимаем шаг поперечной арматуры: $s_w = 300 \text{ мм}$;

10d и не более 300 мм

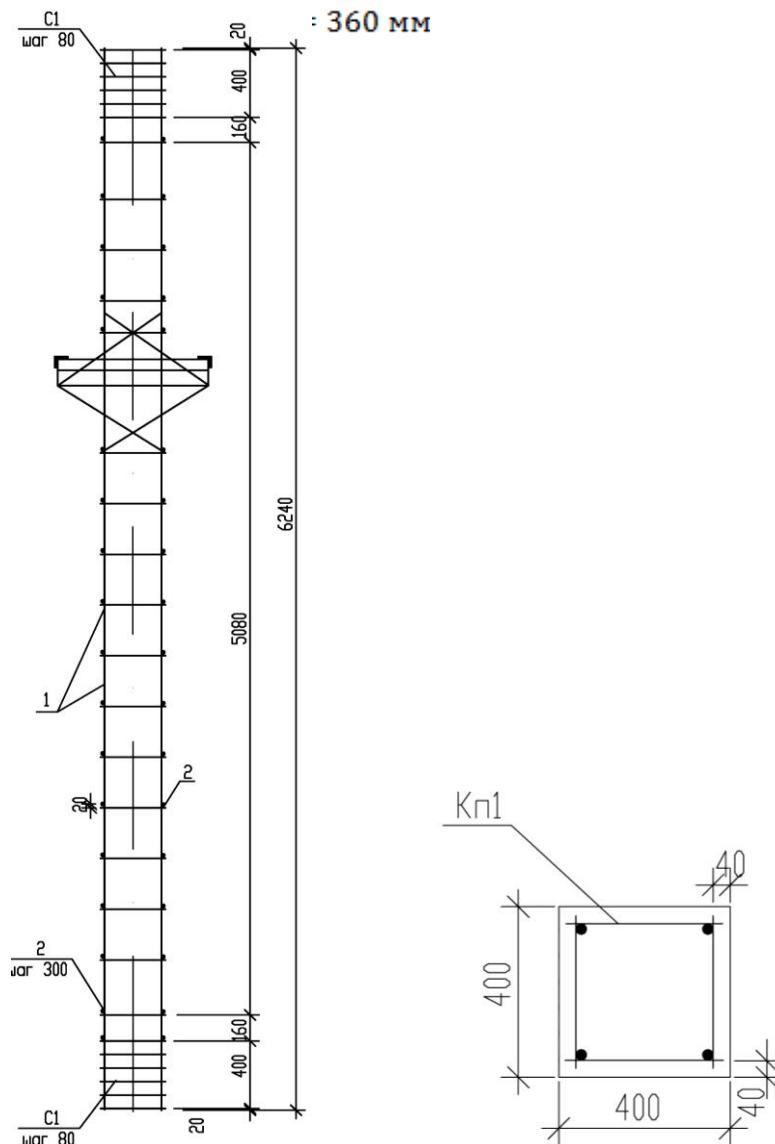


Рис. 5.14 – Продольное и поперечное армирование железобетонной колонны

5.4. Расчет центрально нагруженного фундамента

Фундамент проектируем под центрально нагруженную колонну сечением 400х400мм , на которую действует расчетное усилие

Таблицы 8 - Нормативные и расчетные характеристики бетона, МПа

Класс бетона	Вид бетона	Для предельных состояний				E_b
		Первой группы		Второй группы		
		R_b	R_{bt}	$R_{bn} = R_{b,ser}$	$R_{bt} = R_{bt,ser}$	
B20	Тяжелый	11,5	0,9	15	1,35	34500

При расчетах необходимо учитывать коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$, тогда:

$$R_b = 11,5 * 0,9 = 10,35 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,9 * 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$$

– Продольная рабочая арматура А300, $R_{sc} = 270 \text{ МПа}$; Нормативное усилие от колонны при : $\gamma_{fm} = 1,15$

$$N_n = \frac{N}{\gamma_{fm}} = \frac{3264,11}{1,15} = 2838,4 \text{ кН}$$

Грунт основания имеет расчетное сопротивление $R_0 = 0,28 \text{ МПа} = 280 \text{ кН/м}^2$ а глубина заложения фундамента $d = 1,6 \text{ м}$.

Принимая средний вес единицы объема бетона фундамента и грунта на обрезах $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$, вычисляем требуемую площадь подошвы фундамента:

$$A_{f,tot} = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{2838,4}{280 - 20 * 1,6} = 11,4 \text{ м}^2$$

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее:

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{11,4} = 3,39 \text{ м} \quad a = 3,6 \text{ м}$$

Сторону назначаем кратно 0,3, т. е.

$$A = 3,6 * 3,6 = 12,96 \text{ м}^2.$$

, тогда фактическая площадь фундамента:

При этом давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки равно:

$$p'_s = \frac{N}{A} = \frac{3264,11}{12,96} = 253 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,253 \text{ МПа}$$

Рабочую высоту плитной части фундамента (условие прочности на продавливание):

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p'_s}} = -\frac{400 + 400}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3264,11 * 10^3}{0,81 + 0,253}} = 678 \text{ мм}$$

Тогда высота плитной части фундамента с учетом защитного слоя равна:

$$H = 678 + 50 = 728 \text{ мм} \approx 750 \text{ мм}$$

Базовая длина анкерования арматурного стержня

Ø36 A300 в бетоне В35:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{270 * 1017,9}{2,925 * 113,04} = 831,2 \text{ мм}$$

$$u_s = 2\pi r = 2 * 3,14 * 18 = 113,04 \text{ мм} - \text{периметр стержня};$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 * 1 * 1,17 = 2,925 \text{ Мпа}$$

Требуемая длина анкерования арматуры колонны:

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,sef}} = 0,75 * 831,2 \frac{3281}{4072} = 502 \text{ мм}$$

Глубина заделки колонны в фундамент должна быть не менее $h_c = 300 \text{ мм}$ и по условию анкерования арматуры не менее $l_{an} + 10 = 502 + 10 = 512 \text{ мм}$, принимаем глубину заделки колонны в фундамент = 550 мм.

Тогда минимальная высота фундамента под сборную колонну по конструктивным требованиям будет:

Окончательная высота фундамента $550 + 250 = 800 \text{ мм}$. $H = 900 \text{ мм}$, двухступенчатой формы: $h_1 = 300 \text{ мм}$.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента, рабочая высота фундамента будет равна: $h_0 = 900 - 50 = 850 \text{ мм}$.

– для 1-ой ступени: $h_{01} = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$;

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении.

– для 2-ой ступени: $h_{02} = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$;

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента: Для единицы ширины этого сечения ($b = 1 \text{ мм}$) определяем:

Поскольку:

$$Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_{01} = 0,5 * 0,81 * 1 * 250 = 101,25 \text{ Н}$$

$$Q_{b,min} = 146,25 \text{ Н} > Q = 139,15 \text{ Н}, \text{ то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.}$$

Выполним проверку прочности 2-ой ступени:

$$Q = 0,5(a - h_c - 2h_0) b p'_s = 0,5(3600 - 400 - 2 * 850) * 1 * 0,253 = 189,75 \text{ Н}$$

Поскольку:

$$Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_{02} = 0,5 * 0,81 * 1 * 550 = 222,75 \text{ Н}$$

$$Q_{b,min} = 222,75 \text{ Н} > Q = 189,75 \text{ Н}, \text{ то прочность 2-ой ступени по наклонному сечению обеспечена.}$$

Определим площадь сечения арматуры подошвы квадратного фундамента из условия расчета фундамента на изгиб:

Изгибающие моменты:

$$M_1 = 0,125p'_s(a - h_c)^2a = 0,125 * 0,253(3600 - 800)^2 * 3600 = 892,58 * 10^6 \text{ Нмм}$$

$$M_2 = 0,125p'_s(a - a_1)^2b = 0,125 * 0,253(3600 - 1700)^2 * 3600 = 410,99 * 10^6 \text{ Нмм}$$

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условия:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9h_0R_s} = \frac{892,58 * 10^6}{0,9 * 850 * 270} = 4321 \text{ мм}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9h_{01}R_s} = \frac{410,99 * 10^6}{0,9 * 250 * 270} = 6765 \text{ мм}^2$$

Исходя из конструктивных требований, для армирования подошвы в продольном и поперечном направлении фундамента принимаем предварительно большую площадь $A_{s2} = 6765 \text{ мм}^2$, тогда по сортаменту окончательно принимаем $18\emptyset 22$ с $A_s = 6842 \text{ мм}^2$.

Процент армирования расчетных сечений соответственно составляет:

$$\mu = \frac{A_s * 100}{a * h_{01}} = \frac{6842 * 100}{2400 * 850} = 0,37\% > \mu_{min} = 0,1\%$$

Средний шаг стержней в сетке:

$$s = \frac{a - 100}{n - 1} = \frac{3600 - 100}{18 - 1} = 206 \text{ мм}$$

Принимаем шаг стержней в продольном и поперечном направлении 200 мм.

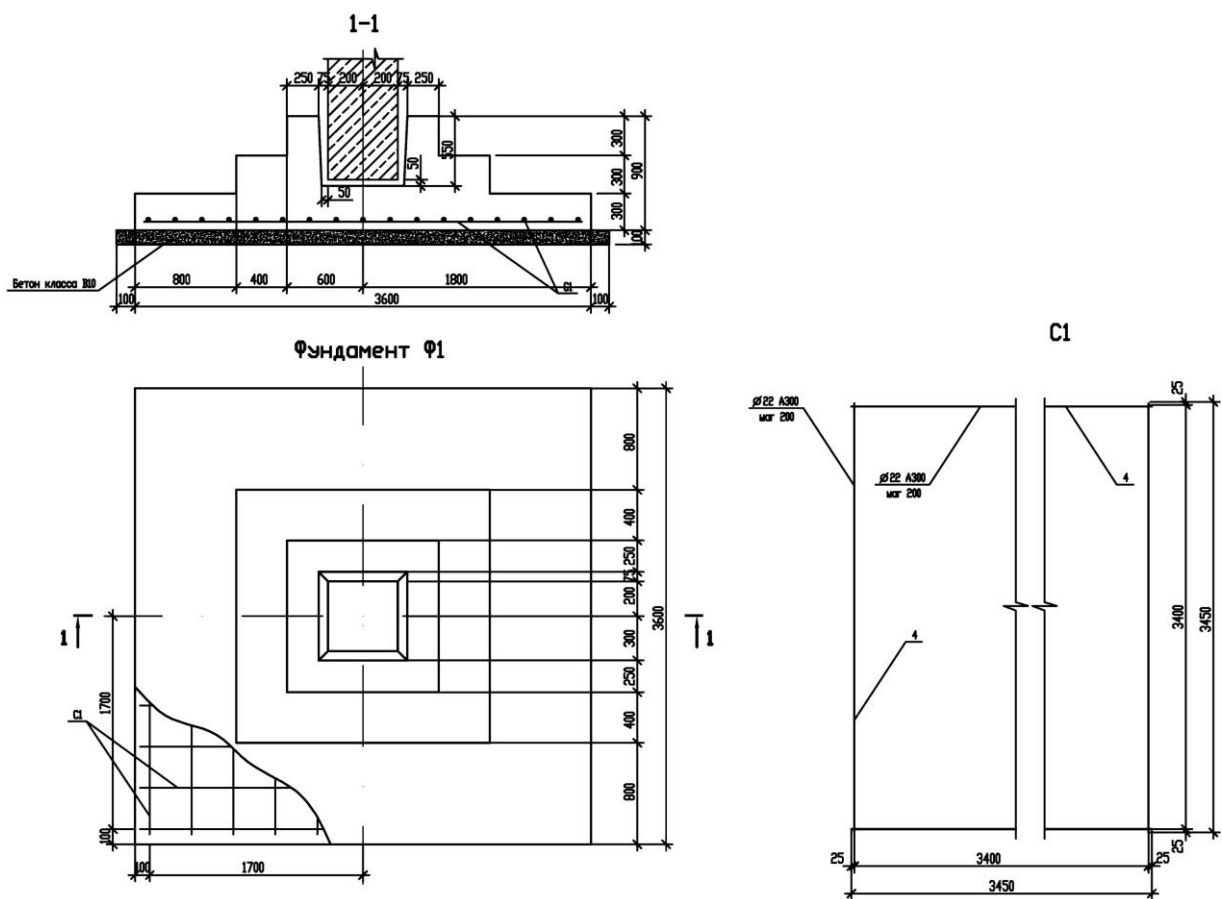


Рис. 5.15– Монолитный фундамент под сборную колонну

ПРИЛОЖЕНИЯ
ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1 - Минимальный класс бетона элементов с предварительнонапряженной арматурой

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: А540-А800	В20
А1000	В30
Арматура классов: Вр1200, Вр1300	В30
Вр1400, Вр1500	В20
К1400, К1500	В30
П р и м е ч а н и е . Классы арматуры приведены ниже	

Таблица 2 - Предельно допустимая ширина раскрытия трещин – $a_{crc,ult}$
из условия обеспечения сохранности арматуры

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:		
При арматуре классов	При продолжительном рас- крытии трещин, мм	При непродолжительном раскрытии трещин, мм
A240-A600 B500	0,3	0,4
A800; A1000 Bp1200-Bp1400 K1400; K1500(K-19) K1500(K-7) K1600 диаметром 12 мм	0,2	0,3
Bp1500 K1500(K- 7), K1600 диамет- ром 6 и 9 мм	0,1	0,2

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Таблица 3 - Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$

Расчетные сопротивления бетона на осевое растяжения для предельных состояний первой группы R_{bt} , МПа (кгс/см ²) при классе бетона по прочности на осевое растяжение						
$B_{t0,8}$	$B_{t1,2}$	$B_{t1,6}$	$B_{t2,0}$	$B_{t2,4}$	$B_{t2,8}$	$B_{t3,2}$
0,62 (6,3)	0,93 (9,5)	1,25 (12,7)	1,55 (15,8)	1,85 (18,9)	2,15 (21,9)	2,45 (25,0)

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Таблица 4 - Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt}

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа (кгс/см ²) при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, R_b	6,0 (61,2)	8,5 (86,6)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,0 (173)	19,5 (199)	22,0 (224)	25,0 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Растяжение осевое, R_{bt}	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,80 (18,3)

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Таблица 5 - Значения начального модуля упругости бетона E_b

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24,0 (245)	27,5 (280)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,0 (377)	38,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Таблица 6 - Нормативные значения сопротивления арматуры растяжению $R_{s,n}$

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
A240	6-40	240(2450)
A300	10-40	300(3050)
A400	6-40	400(4050)
A500	6-40	500(5100)
A540	20-40	540(5500)
A600	10-40	600(6100)
A800	10-40	800 (8150)
A1000	10-40	1000(10200)
B500	3-12	500(5100)
Bp1200	8	1200 (12200)
Bp1300	7	1300(13200)
Bp1400	4; 5; 6	1400(14300)
Bp1500	3	1500(15300)
K1400 (K-7)	15	1400(14300)
K1500 (K-7)	6; 9; 12	1500(15300)
K1500 (K-19)	14	1500(15300)
K 1600	6, 9, 12, 15	1600
K1700	6, 9	1700

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Таблица 7 - Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s и сжатию R_{sc}

Арматура классов	Расчетные значения со- противления арматуры для предельных состояний пер- вой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения со- противления арматуры для предельных состояний пер- вой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	215	Bp1300	1130	500
A400	350	350	Bp1400	1215	500
A500	435	435	Bp1500	1300	500
A600	520	470	Bp1600	1390	500
A800	695	500	K1400	1170	500
A1000	830	500	K1500	1250	500
B500	435	415	K1600	1390	500
Bp500	415	390	K1700	1475	500
Bp1200	1000	500			
Примечание: Значения R_s в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.					

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Таблица 7 - Расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw}

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа (кгс/см ²)	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)	300 (3060)

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Таблица 8 - Значения модуля упругости арматуры E_s

<i>Класс арматуры</i>	<i>Значения модуля упругости E_s, МПа</i>
<i>Арматура всех классов кроме канатной</i>	200000
<i>Канатная классов K1400;K1500;K1600; K1700</i>	195000

Таблица 10 - Значения ξ , ζ , α_m

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,553	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,8	0,32	0,70	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,80	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,90	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1,00	0,50	0,50
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375			

ПРИЛОЖЕНИЕ 11

Значения ξ_R , α_R

Таблица 14

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Таблица 12 - Расчётные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	2 Расчётные площади поперечных сечений, см при числе стержней										Масса кг/мм	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали класса							Сортамент арматурной проволоки						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A240	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	B500	Bp 500	Bp 1200	Bp 1300	Bp 1400	Bp 1500	Bp 600
3	0.07	0.14	0.21	0.28	0.36	0.43	0.50	0.57	0.64	0.71	0.052	3	—	—	—	—	—	—	—	X	X	—	—	—	X	X
4	0.12	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26	0.092	4	—	—	—	—	—	—	—	X	X	—	—	X	—	X
5	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96	0.144	5	—	—	—	—	—	—	—	X	X	—	—	X	—	X
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83	0.222	6	X	X	X	—	—	—	—	X	—	—	—	X	—	—
7	0.38	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.69	3.08	3.47	3.85	0.302	7	—	—	—	—	—	—	—	X	—	—	X	—	—	—
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	0.395	8	X	X	X	—	—	—	—	X	—	X	—	—	—	—
9	0.63	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36	0.499	9	—	—	—	—	—	—	—	X	—	—	—	—	—	—
10	0.78	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	0.617	10	X	X	X	—	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.66	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	0.888	12	X	X	X	—	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—
14	1.53	3.08	4.62	6.16	7.70	9.23	10.7	12.31	13.85	15.39	1.208	14	X	X	X	—	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.06	12.07	14.08	16.09	18.10	20.11	1.578	16	X	X	X	—	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
18	2.54	5.09	7.64	10.18	12.73	15.27	17.82	20.36	22.91	25.45	1.998	18	X	X	X	—	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
20	3.14	6.28	9.43	12.57	15.71	18.85	21.9	25.14	28.28	31.42	2.466	20	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
22	3.80	7.60	11.4	15.2	19.01	22.81	26.6	30.41	34.21	38.01	2.984	22	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
25	4.90	9.82	14.73	19.64	24.5	29.4	34.3	39.27	44.18	49.09	3.853	25	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
28	6.15	12.32	18.4	24.6	30.7	36.95	43.1	49.26	55.42	61.58	4.834	28	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
32	8.04	16.08	24.1	32.1	40.21	48.25	56.2	64.34	72.38	80.42	6.313	32	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
36	10.18	20.3	30.5	40.7	50.9	61.0	71.2	81.44	91.62	101.8	7.990	36	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—	—	—
40	12.56	25.12	37.68	50.24	62.80	75.36	87.92	100.4	113.04	125.6	9.870	40	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 13 - Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальными расстояниями между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления; мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм.	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

**Основные характеристики арматурных сеток
по ГОСТ 8478-81**

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
1	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$	1040	86030	81340
2	$\frac{5Bp500 - 200 + (\times 100) + 200}{5Bp500 - 150} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	1140	71350	54230
3	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 200) + 100} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	1140	32110	26140
4	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	1280	82610	81340
5	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 50} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	1280	82610	162680
6	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 300} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	17430
7	$\frac{4Bp500 - 200}{6A400 - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	49525
8	$\frac{4Bp500 - 200}{8A400 - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	88025
9	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 200) + 100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$	1340	31220	26140
10	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	1440	29050	26140
11	$\frac{4Bp500 - 200}{5Bp500 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	1440	29050	40670
12	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 100} 1500 \times L \frac{C_1}{30}$	1500	27890	52290
13	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$	1540	84510	81340

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усиление, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
14	$\frac{5Bp500-100}{5Bp500-50} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$	1540	84510	162680
15	$\frac{4Bp500-200}{4Bp500-100} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	1660	28350	52290
16	$\frac{4Bp500-200}{4Bp500-200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	1660	28350	26140
17	$\frac{5Bp500-100}{5Bp500-100} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	83070	81340
18	$\frac{5Bp500-(\times 150)+100}{5Bp500-150} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	58840	54230
19	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{5Bp500-200} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	44990	40670
23	$\frac{5Bp500-100}{5Bp500-100} 2550 \times 6050 \times 25$	2550	82930	81340
24	$\frac{5Bp500-(\times 150)+100}{5Bp500-150} 2550 \times 6050 \times 25$	2550	57420	54230
27	$\frac{4Bp500-200}{4Bp500-200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	42810	54230
28	$\frac{4Bp500-200}{6A400-150} 2660 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	27530	66037
29	$\frac{5Bp500-(\times 200)+170}{5Bp500-100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	43110	81340
30	$\frac{4Bp500-(\times 200)+170}{6A400-100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	27720	99050
31	$\frac{3Bp500-(\times 200)+(\times 100)}{3Bp500-(\times 250)+100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	20040	11790
32	$\frac{3Bp500-100}{3Bp500-(\times 250)+100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	30070	11790

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
33	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + (\times 100)}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	35580	11790
34	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	28460	11790
35	$\frac{4Bp500 - 100}{3Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	14730
36	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	28460	20920
37	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	44270	14730
38	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	44270	20920
39	$\frac{4Bp500 - 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	20920
40	$\frac{4Bp500 - 100}{4Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	26140
41	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{5Bp500 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	43970	54230
42	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{6A400 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	43970	66037
43	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{8A400 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	28270	117363
44	$\frac{5Bp500 - 200}{5Bp500 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	42950	54230
45	$\frac{5Bp500 - 200}{6A400 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	42950	66037
46	$\frac{4Bp500 - 200}{8A400 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	27620	117363

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
47	$\frac{5Bp500-200}{5Bp500-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	42420	54230
48	$\frac{4Bp500-200}{8A400-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	27260	117363
49	$\frac{5Bp500-200}{6A400-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	42420	66037
50	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{5Bp500-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	43970	54230
51	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{6A400-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	43970	66037
52	$\frac{4Bp500-(\times 200)+100}{8A400-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	28270	117363
53	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{6A400-150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	43410	66037
54	$\frac{5Bp500-(\times 200)+100}{8A400-150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	43410	117363
55	$\frac{5Bp500-200}{6A400-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	42570	66037
56	$\frac{5Bp500-200}{8A400-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	42570	117363

Примечания:

1. В марках сеток обозначение классов арматуры и прочностные характеристики сеток соответствуют СП 63.13330.2012
2. Сетки с номерами 27-30 и 41-56 имеют укороченные стержни, длина которых указана в знаменателе графе «Ширина сетки»

Таблица 15 - Значения ϕ_c

ϕ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент ϕ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
	1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,55	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

Коэффициент ползучести бетона

Таблица 16

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0
Примечание - относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП131.13330.2012 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.											

ПРИЛОЖЕНИЕ 17

Расчетные значения веса снегового покрова S_g на $1m^2$ горизонтальной поверхности земли

Таблица 17

Район (карта 1 СП 20.13330.2011. приложение 3)	Города, расположенные в соответствующих районах	S_g , кПа
I	Астрахань, Благовещенск, Чита	0,8
II	Волгоград, Иркутск, Хабаровск	1,2
III	Белгород, Великий Новгород, Воронеж, Екатеринбург, Красноярск, Курск, Липецк, Москва, Орел, Санкт - Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тюмень, Челябинск, Омск	1,8
IV	Вологда, Кемерово, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новосибирск, Самара, Томск, Тверь, Ярославль	2,4
V	Киров, Пермь, Уфа, Салехард	3,2
VI	Нефтегорск, Печора	4,0
VII	Петропавловск - Камчатский	4,8

ПРИЛОЖЕНИЕ 18

Значения коэффициента продольного изгиба φ

Таблица 18

Класс бетона	φ при l_0/h равном			
	6	10	15	20
B20-B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65

ПРИЛОЖЕНИЕ 19

Таблица 19

φ_f	e_s/h_o	Коэффициенты $\zeta = z/h_o$ при значениях μa_{s1} равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + a_{s1}A'_{sf} + a_{s1}A'_s}{bh_o}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A'_{sf} + a_{s1}A'_s}{bh_o}.$												

6. КРИТЕРИИ ОЦЕНИВАНИЯ РАБОТЫ

Вопросы для защиты курсового проекта

Базовый уровень

1. Принципы компоновки монолитного ребристого перекрытия
2. Расчетная схема монолитной плиты перекрытия
3. Расчет второстепенной балки
4. Сбор нагрузок и определение усилий во второстепенной балке
5. Расчет прочности второстепенной балки по сечению, нормальному к продольной оси
6. Расчет по наклонному сечению
7. Принципы компоновки сборного перекрытия
8. Расчет плиты перекрытия (сборный вариант)
9. Сбор нагрузок и определение усилий в пустотной плите
10. Расчет плиты по I группе предельных состояний
11. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси
12. Расчет по наклонному сечению
13. Расчет по II группе предельных состояний
14. Определение геометрических характеристик
15. Определение потерь предварительного напряжения
16. Проверка образования трещин
17. Расчет прогиба плиты
18. Расчет неразрезного ригеля
19. Сбор нагрузок и характеристик материалов ригеля крайнего пролёта
20. Расчет прочности ригеля по сечению, нормальному к продольной оси
21. Расчет прочности ригеля по наклонному сечению
22. Построение эпюры материалов
23. Расчет фундамента под колонну
24. Сбор нагрузок и характеристик материалов колонны
25. Расчет прочности сечения колонны
26. Расчет центрально сжатой колонны

Повышенный уровень

1. Особенности расчета предварительно напряженных железобетонных элементов по второй группе предельных состояний
2. Принципы назначения расчетных схем элементов монолитных и сборных перекрытий
3. Методы расчета железобетонных плит, опертых по контуру.
4. Расчет железобетонных конструкций по методу предельного равновесия

1. Критерии оценивания компетенций

Оценка **«отлично»** выставляется, если студент при ответе на вопросы как базового, так и повышенного уровня показывает глубокое и всестороннее знание предмета, обязательной и дополнительной литературы, аргументировано и логически стройно излагает материал, пользуясь СНиПами, ГОСТами, может применять знания для анализа конкретных ситуаций.

Оценка **«хорошо»** ставится, если при ответе на вопросы базовой части студент показывает знание предмета, обязательной литературы, знакомство с дополнительной литературой, аргументировано излагает материал, умеет применять знания для анализа конкретных ситуаций, однако незначительно нарушает последовательность изложения материала, дает недостаточно полное, хотя и верное определение понятий.

Оценка **«удовлетворительно»** ставится, если студент при ответе на вопросы базовой части показал, что он в основном знает предмет, обязательную литературу, может практически применять свои знания, но программный материал излагает фрагментарно и непоследовательно, допускает отдельные ошибки и погрешности при проектировании зданий и сооружений, слабо ориентируется в межпредметных связях.

Оценка **«неудовлетворительно»** ставится, если студент не отвечает на предлагаемые ему вопросы базовой части или его ответ показывает, что не усвоено основное содержание предмета, обнаруживается незнание большей части учебного материала, допускаются грубые ошибки при формулировке основных понятий

7. ПОРЯДОК ЗАЩИТЫ РАБОТЫ Выполненная курсовая работа сдается преподавателю на проверку.

Курсовая работа/проект, выполненная с соблюдением рекомендуемых требований, оценивается и допускается к защите. Защита должна производиться до начала экзамена по дисциплине.

Процедура защиты курсовой работы включает в себя:

- выступление студента по теме и результатам работы (5-8 мин),
- ответы на вопросы членов комиссии, в которую входят преподаватели дисциплин профессионального цикла и/или междисциплинарных курсов профессионального модуля.

Также в состав комиссии могут входить: методист, мастера производственного обучения. На защиту могут быть приглашены преподаватели и студенты других специальностей.

При подготовке к защите:

- внимательно прочитать содержание отзыва руководителя работы,
- внести необходимые поправки, сделать необходимые дополнения и/или изменения;
- обоснованно и доказательно раскрыть сущность темы курсовой работы;
- обстоятельно ответить на вопросы членов комиссии.

Окончательная оценка за курсовую работу выставляется комиссией после выступления на защите необходимо заранее подготовить и согласовать с руководителем тезисы доклада и иллюстративный материал.

При составлении тезисов необходимо учитывать ориентировочное время доклада на защите, которое составляет *до 10 минут*. Доклад целесообразно строить не путем изложения содержания работы по главам, а по задачам, то есть, раскрывая логику получения значимых результатов. В докладе обязательно должно присутствовать обращение к иллюстративному материалу, который будет использоваться в ходе защиты работы. Объем доклада должен составлять 7-8 страниц текста в формате Word, размер шрифта 14, полуторный интервал. Рекомендуемые структура, объем и время доклада приведены в таблице 2.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.- М.: Минрегион России, 2018. - 150 с.
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями N 1, 2).
3. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИ-ПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 2005. – 214 с.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-101-2003). ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 2005. – 158 с.
6. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] : учебник для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991.
7. О.Г. Кумпяк и др. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник. Изд. 2-е, доп. и перераб. – М.: Издательство АСВ. – 2014. – 672 с.
8. Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное издание, 2015. 386с.