Частное образовательное учреждение профессионального образования

«Ставропольский многопрофильный колледж»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим работам и практической подготовке по дисциплине

«Каркасные и крупнопанельные полносборные здания»

для обучающихся по специальности

08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений»

Ставрополь 2022

сведения о сертификате ЭЦ

Владелец: Кандаурова Наталья Владимировна, директор
Сертификат: 0298d2a100a6b37d85433743564d5a7918
Действителен: с 01.12.2025 12:39:11 по 01.03.2027 12:49:11

Настоящие методические указания составлены в соответствии с требованиями Федерального государственного образовательного стандарта среднего профессионального образования по специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений», и программой дисциплины «Каркасные и крупнопанельные полносборные здания».

Составитель: И.А. Пурикова

Рассмотрено на заседании методического объединения УГС 08.00.00 «Техника и технологии строительства», 54.00.00 «Изобразительные и прикладные виды искусств»

Протокол № 5 от 25 мая 2022 г.

Рекомендовано Методическим советом СмК, протокол № 6 от 26 мая 2022 г.

Содержание

Практическая подготовка №.1 Проектирование элементов здания. Расчет прочности и подбор сечений элементов с определением необходимого количества арматуры при изгибе …….5

Практическая подготовка №.2.Расчет и конструирование элементов конструкций. Расчет и конструирование пустотных панелей ……8

Практическая подготовка №.3. Расчет и конструирование ребристых панелей ……..…..12

Практическая подготовка №4 . Решение примеров расчета и конструирования плоских перекрытий……..18

Практическая подготовка №5. Расчет и конструирование ригеля……. …21

Практическая подготовка №6. Расчет центрально сжатых колонн под нагрузкой…… …..24

Практическая подготовка №7. Расчет на продольный и продольно-поперечный изгиб…….32

Практическая работа № 1 Проектирование основных узлов сопряжений элементов крупнопанельных зданий……..….….38

Практическая работа № 2 Выполнение конструктивного решения перекрытий…… ……..…41

Список рекомендуемой литературы…….…....47

Методические указания составлены в соответствии с ФГОС СПО по специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» и программой дисциплины.

Основным назначением методических указаний по дисциплине «**Каркасные и крупнопанельные полносборные здания**» является закрепление теоретических знаний по данной дисциплине, приобретение навыков по решению прикладных задач по расчету конструкций; по обработке результатов расчета и конструирования.

В результате изучения дисциплины предполагается формирование следующих компетенций:

ОК 01-Выбирать способы решения задач профессиональной деятельности применительно к различным контекстам;

ОК 02-Осуществлять поиск, анализ и интерпретацию информации, необходимой для выполнения задач профессиональной деятельности;

ОК 03-Планировать и реализовывать собственное профессиональное и личностное развитие;

ОК 04-Работать в коллективе и команде, эффективно взаимодействовать с коллегами, руководством, клиентами;

ОК 09 - Использовать информационные технологии в профессиональной деятельности;

ПК1.1-Подбирать наиболее оптимальные решения из строительных конструкций и материалов, разрабатывать узлы и детали конструктивных элементов зданий и сооружений в соответствии с условиями эксплуатации и назначениями;

ПК1.3- Разрабатывать архитектурно-строительные чертежи с использованием средств автоматизированного проектирования.

ЛР 4 Проявляющий и демонстрирующий уважение к людям труда, осознающий ценность собственного труда. Стремящийся к формированию в сетевой среде личностно и профессионального конструктивного «цифрового следа»

ЛР 16 Способный искать и находить необходимую информацию используя разнообразные технологии ее поиска, для решения возникающих в процессе производственной деятельности проблем при строительстве и эксплуатации объектов капитального строительства

Практическое обучение реализуется на практических занятиях № 1,2

Практическая подготовка № 1

Проектирование элементов здания. Расчет прочности и подбор сечений элементов с определением необходимого количества арматуры при изгибе

1.Теоретическая часть

Проектирование элементов здания. Расчет прочности и подбор сечений элементов с определением необходимого количества арматуры при изгибе

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\zeta = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ζ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_S.

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой (без предварительного напряжения). Они имеют следующие геометрические характеристики (рис. 1):

$$A_{bc} = bx; \quad z_b = h_0 - 0{,}5x, \tag{1.1}$$

где h_0 и b — рабочие высота и ширина сечения.

Высоту сжатой зоны x определяют на основании уравнения равновесия из выражения:

$$bxR_b = R_sA_s. \tag{1.2}$$

Условие прочности имеет вид:

$$M < R_bbx(h_0—0{,}5x). \tag{1.3}$$

Удобно пользоваться также выражением моментов, взятых относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны:

$$M < R_S A_S \ (h_0 — 0{,}5x). \tag{1.4}$$

Формулы (1.2) и (1.3) или (1.4) применяют совместно. Они действительны при $x < \zeta_R h_0$, где ζ_R определяют по выражению:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}, \qquad (1.5)$$

где $\omega = \alpha - 0{,}008\ \gamma_{b_2} R_b$;

$\sigma_{sc,u}$ = 500 МПа при $\gamma_{b_2} = 0{,}9 < 1$;

$\sigma_{SR} = R_s$.

Из анализа выражений (1.3) и (1.4) следует, что несущая способность элемента может быть удовлетворена при различных сочетаниях размеров поперечного сечения элемента и количества арматуры в нем. В реальных условиях стоимость железобетонных элементов близка к оптимальной при значениях:

μ = 1...2%; ζ = 0,3...0,4 —для балок

μ = 0,3...0,6%; ζ = 0,1...0,15—для плит

Прочность сечения с заданными bh, A_s (материалы и момент M предполагаются известными) проверяют в такой последовательности: из выражения (1.2) находят высоту сжатой зоны x проверяют ее по условию $x < \zeta_R\ h_0$ и затем используют в выражении (1.3) или (1.4). Сечение считается подобранным удачно, если его несущая способность, выраженная по моменту, превышает заданный расчетный момент не более чем на 3...5 %.

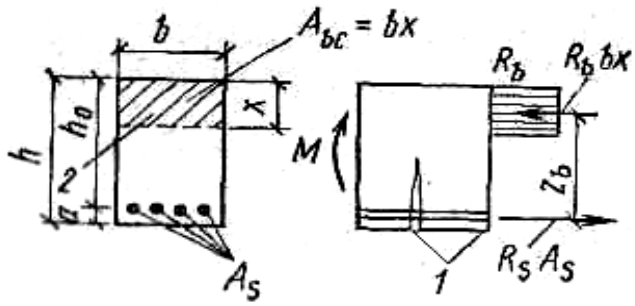


Рисунок 1 – Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению

1 – нормальные трещины; 2 – граница сжатой зоны

Задание 1 Проверить прочность сечения.

Сечение размерами b = 300 мм, h = 800 мм; a = 70 мм; растянутая арматура класса А-Ш (R_S = 365 МПа); площадь ее сечения As = 2945 мм^2 (6 Ø 25); γ_{b2} = 0,9 (нагрузки непродолжительного действия отсутствуют); бетон тяжелый класса В25 (R_b = 13 МПа); изгибающий момент M = 550 кНм.

Расчет. h_0 = 800 – 70 = 730 мм. Проверку прочности сечения производим:

Определим значение x:

$$x = R_S A_S = 365 \text{ x } 2945 = 276 \text{ мм.}$$

$$R_b \text{ x } b = 13 \text{ x } 300$$

По формуле (1.5) находим ζR = 0,604.

Так как $\zeta = x/h_0$ = 276/730 = 0,38 < ζ_R = 0,604

прочность проверим из условия :

$R_s A_s (h_0 - 0{,}5x)$ = 365 x 2945 (730 – 0,5 x 276) = 636,4 x 10^6 Н x мм =

= 636,4 кН x м > M = 550 кН x м, т. е. прочность сечения обеспечена.

2.Задание к практической подготовке

Задание 1. Проверить прочность сечения

Задано сечение (таблица 1) растянутая арматура класса А400 (R_S = 340 МПа); площадь ее сечения As = 2945 мм^2 (6 Ø 25); γ_{b2} = 0,9 (нагрузки непродолжительного действия отсутствуют); бетон тяжелый класса В25 (R_b = 13 МПа); задан изгибающий момент(таблица1).

Таблица 1 – Исходные данные

Номер по порядку	**b**	**h**	**a**	**M**
1	300	500	70	600
2	200	550	50	800
3	500	600	30	550
4	400	700	60	400
5	200	800	70	700
6	300	560	20	900
7	520	500	50	850
8	360	600	40	950
9	450	700	60	1000
10	800	800	20	400

Задание 2. Проверить прочность заданного сечения

Растянутую арматуру принять класса А – IV; площадь ее сечения As и γ_{b2} = 0,9

3. Вопросы к практической подготовке

1.Что понимается под относительной высоты сжатой зоны бетона ζ?

2.Какое соотношение между относительной высотой сжатой зоны бетона ζ и граничной относительной высотой сжатой зоны бетона ζ_R ?

3.Как влияет количество арматуры на определение несущей способности элемента?

4. Как определяется количество арматуры в железобетонных изделиях.

Практическая подготовка № 2

Расчет и конструирование элементов конструкций. Расчет и конструирование пустотных панелей

1.Теоретическая часть

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.

Плиты перекрытий опираются на ригели, работая на изгиб, и для уменьшения расхода материалов их проектируют облегченными – *пустотными* или *ребристыми* (рис. 2). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняются лишь ребра шириной, необходимой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плита в пролете между ригелями работает на изгиб как балка таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на изгиб между ребрами. При необходимости устройства гладкого потолка создается нижняя полка, образующая замкнутую полость. По форме поперечного сечения плиты бывают с овальными, круглыми

пустотами, ребристые — с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), с ребрами вниз, сплошные (рис. 2).

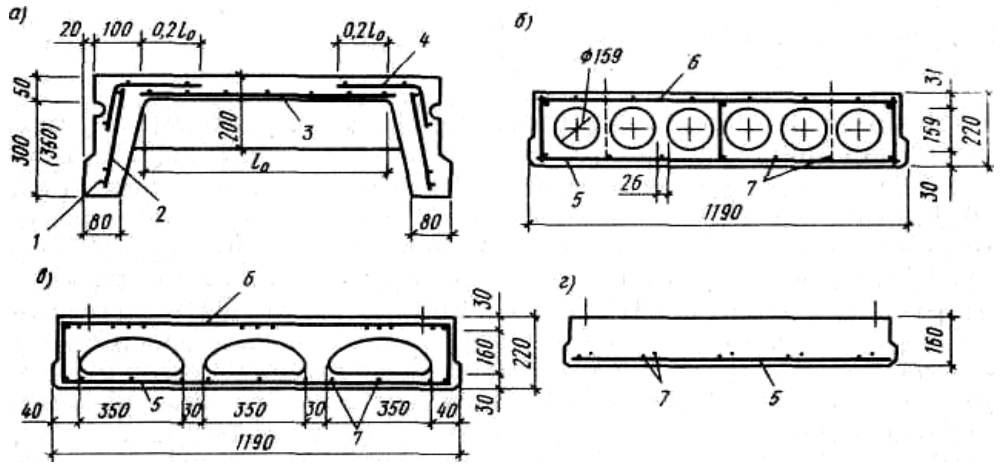


Рисунок 2 – Плиты перекрытий

а – ребристая; в – пустотные; г – сплошная

1 – рабочая напрягаемая арматура; 2 – арматурные каркасы продольных ребер; 3 – арматурная пролетная сетка плиты; 4 – то же, опорная; 5 – нижняя плоская сварная сетка; 6 – то же, верхняя; 7 – продольная рабочая арматура

Экономичность плит приближенно оценивается по приведенной толщине бетона, которую получают при делении объема бетона панели на ее площадь, и по расходу стали. По приведенной толщине наиболее экономичными являются ребристые панели с ребрами вверх, однако расход стали в них выше, чем у пустотных панелей. Среди пустотных панелей по приведенной толщине бетона и расходу стали самые экономичные панели с овальными пустотами, но их изготовление трудоемкое и поэтому чаще применяют панели с круглыми пустотами. Применение ребристых панелей с ребрами вверх ограничивают из-за необходимости настила под полы, что повышает стоимость перекрытия.

Задание 1

Найти усилия от расчетной полной нагрузки.

Расчетный пролет плиты:

$$l_0 = 6{,}0 - 0{,}4 + \frac{0{,}2 - 0{,}02}{2} = 5{,}69 \text{ м.}$$

Поперечное конструктивное сечение плиты заменяется эквивалентным двутавровым сечением (рис. 3).

$$h = 22 \text{ см};$$

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см};$$

$$h'_f = h_f = (22 - 15{,}9) \times 0{,}5 = 3{,}05 \text{ см};$$

$$b_f = 149 \text{ см}; \; b'_f = 149 - 3 = 146 \text{ см}; \; b = 149 - 15{,}9 \times 7 = 37{,}7 \text{ см}.$$

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, загруженная равномерно-распределенной нагрузкой (рис. 4).

Усилия от расчетной полной нагрузки:

1. изгибающий момент в середине пролета:

$$M = \frac{(g + \vartheta) \times l_0^2}{8} = \frac{8{,}91 \times 5{,}69^2}{8} = 36{,}1 \text{ кН} \times \text{м};$$

2. поперечная сила на опорах:

$$Q = \frac{(g + \vartheta) \times l_0}{2} = \frac{8{,}91 \times 5{,}69}{2} = 25{,}3 \text{ кН}.$$

Усилия от нормативной нагрузки:

1. полной

$$M_n = \frac{(g_n + \vartheta_n) \times l_0^2}{8} = \frac{7{,}60 \times 5{,}69^2}{8} = 30{,}8 \text{ кН} \times \text{м};$$

2. постоянной и длительной:

$$M_n = \frac{(g_n + \vartheta_{lon,n}) \times l_0^2}{8} = \frac{5{,}89 \times 5{,}69^2}{8} = 23{,}3 \text{ кН} \times \text{м}.$$

2.Задание к практической подготовке

Задание 1.

1. Рассчитать многопустотную плиту перекрытия с пролетом l и полной расчетной нагрузкой q+v.

2.Определить нагрузку на плиту.

Номер варианта	Длина пролета L	Расчетная нагрузка
1	6	8,7
2	6	9,5
3	3	8,5
4	6	7,5
5	3	4,0
6	6	9,0
7	3	8,5
8	6	3,0
9	6	4,0
10	8	6,0

3.Вопросы к практической подготовке

1.Какие основные типы сборных плит используются в железобетонных перекрытиях?

2.Как конструируются пустотные плиты?

3.Какое расчетное сечение принимается для пустотной плиты перекрытия?

4.Какая расчетная схема принимается для пустотной плиты перекрытия?

Практическая подготовка № 3

Расчет и конструирование ребристых панелей

1.Теоретическая часть

Ребристые плиты ребрами вниз применяются в промышленном и гражданском строительстве, когда не требуется ровный потолок. Такие плиты экономичны по расходу бетона, так как в них максимально удален бетон растянутой зоны. Пролеты принимаются от 6 до 12 м, шириной от 0,9 до 3,0 м.

Могут выполняться предварительно напряженные и без предварительного напряжения. При расчете ребристых плит с ребрами вниз, фактическое сечение плиты заменяется на тавровое. Поперечные ребра плиты также рассматриваться как элемент таврового сечения. Для продольных и поперечных ребер выполняют расчеты армирования и прочности наклонных сечений по формулам элементов таврового сечения. Полка плиты рассчитываются как плита, защемленная в продольном и поперечных ребрах (опертая по контуру или балочная). Ребристая плита, выполняется ребрами вверх, применяется в качестве распорных плит между колоннами перекрытия каркасного здания. Обеспечить ровный потолок и возможность пропуска вентиляционных коробов, труб и другого оборудования через тонкую нижнюю полку, которая позволяет выполнять в ней отверстия. Продольные ребра плиты рассчитываются как элемент прямоугольного сечения, т.к. полка такой плиты оказывается в растянутой зоне и выкл. из работы при изгибе плиты. Полка плиты рассчитывается отдельно, как сплошная плита, защемленная в ребрах.

Понятие о расчете и конструировании монолитных и ребристых перекрытий. Наибольшей экономичностью обладают монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами. Их применяют в промышленных и гражданских зданиях при нестандартных размерах перекрываемого помещения и значительных нагрузках, которые не могут воспринять сборные плиты перекрытий. Монолитные ребристые перекрытия состоят из плит, главных и второстепенных балок, которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию. Главные и второстепенные балки могут располагаться вдоль и поперек перекрываемого помещения. Главные балки несут наибольшую нагрузку, их пролет принимается 6-8 м. Второстепенные балки располагают с шагом a=1,7-2,7 м, пролетом 6-8 м, высотой h . Ширина балок принимается (0,3-0,5) высоты. Плиты ребристого балочного перекрытия выполняют толщиной 40-100 мм в зависимости от нагрузки. Перекрытие выполняют из бетона классов В15-В20 и армируют сетками и каркасами из арматуры классов Вр-500, А-240, А-400, В-500. Все элементы перекрытия рассчитывают раздельно. Плита работает как балочная, если $lg/lk \geqslant 2$, При расчете балочных плит изгибающий момент в

первом пролете и на первой промежуточной опоре определяют в средних пролетах и на средних опорах. Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию в свету между второстепенными балками. Армируют плиты рулонными или плоскими сетками. При армировании учитывается характер распределения эпюры моментов. Балки армируют каркасами с учетом того, что в местах опирания балок, так же как и в плитах, возникают опорные моменты, а в пролете пролетные моменты. Второстепенные балки воспринимают равномерно-распределенную нагрузку. Главные балки сосредоточенную нагрузку от реакций второстепенных балок.

Задание 1

Рассчитать по прочности сечения, нормального к продольной оси плиты.

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается двутавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются).

При расчете принимается вся ширина верхней полки b'_f =146 см, так как:

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{146 - 37{,}7}{2} = 54{,}15 < \frac{1}{6} l = \frac{1}{6} \times 578 = 96{,}3 \text{ см},$$

где l – конструктивный размер плиты.

Положение границы сжатой зоны определяется согласно [1, форм. 3.30]:

$$M \le \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5 h'_f);$$

$$36{,}1 \times 105 \le 0{,}9 \times 11{,}5 \times 10^2 \times 146 \times 3{,}05 \times (19 - 0{,}5 \times 3{,}05) = 80{,}5 \times 10^5 \text{ Н}\times\text{см}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке и расчет плиты ведется как прямоугольного сечения с размерами $b`_f$ и h.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b'_f h_0^2} = \frac{36{,}1 \times 10^5}{0{,}9 \times 11{,}5 \times 10^2 \times 146 \times 19^2} = 0{,}066.$$

По [1, табл. 3.1] и [1, прил. 10] при α_m = 0,066, ξ = 0,069 и ζ = 0,966 граничная относительная высота сжатой зоны определяется по формуле :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)},$$

где $\omega = \alpha - 0{,}008\gamma_{b2}R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \times 0{,}9 \times 11{,}5 = 0{,}767$;

$\sigma_{sc,u}$=500 МПа при $\gamma_{b_2} = 0{,}9 < 1$;

$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$.

Величина σ_{sp} должна удовлетворять условию:

$$(\sigma_{sp} + p) \le R_{s,ser}, \quad (\sigma_{sp} - p) \ge 0{,}3R_{s,ser}.$$

При электротермическом способе натяжения

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6} = 90 \text{ МПа},$$

где l – длина натягиваемого стержня с учетом закрепления его в упорах, l = 6 м.

Условие при σ_{sp} = 590 – 90 = 500 МПа удовлетворяется.

Значение σ_{sp} вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры γ_{sp}, определяемым по формуле:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}.$$

По формуле при электротермическом способе натяжения величина $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\dfrac{p}{\sigma_{sp}}\left(1 + \dfrac{1}{\sqrt{n_p}}\right)$.

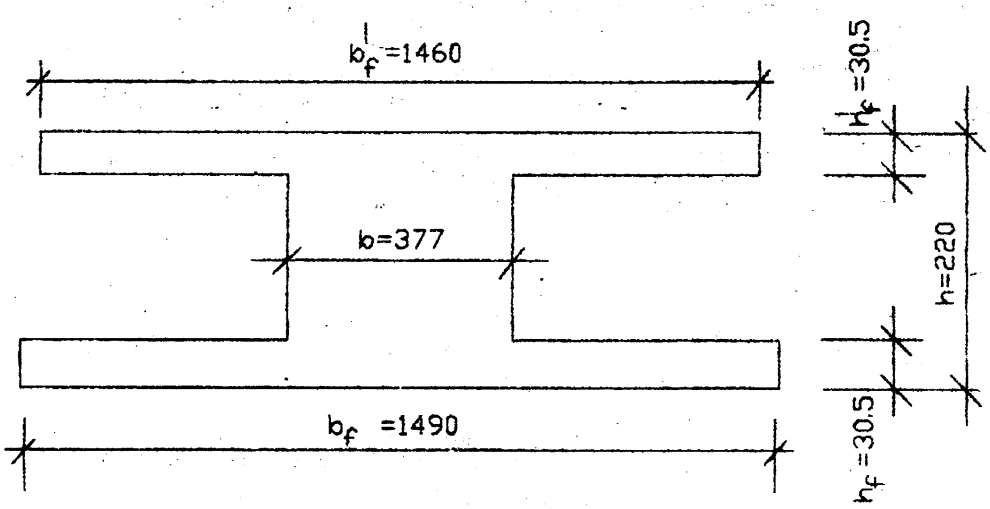


Рисунок 3 – Расчетное сечение плиты

Число напрягаемых стержней предварительно принимается равным числу ребер в многопустотной плите, т. е. n_p = 8. Тогда

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\frac{90}{500}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{8}}\right) = 0{,}122.$$

При благоприятном влиянии предварительного напряжения:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0{,}122 = 0{,}878.$$

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения:

$$\sigma_{sp} = 0{,}878 \times 500 = 439 \text{ МПа}.$$

При условии, что полные потери составляют примерно 30% начального предварительного напряжения, последнее с учетом полных потерь будет равно:

$$\sigma_{sp} = 0{,}7 \times 439 = 307{,}4 \text{ МПа}.$$

По формуле :

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500\frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500\frac{439}{510} - 1200 = 91{,}2 \text{ МПа},$$

где σ_{sp} принимается при коэффициенте $\gamma_{sp} < 1$ с учетом потерь по [2, п. 1.27]. При электротермическом способе эти потери равны нулю, поэтому σ_{sp} = 439 МПа.

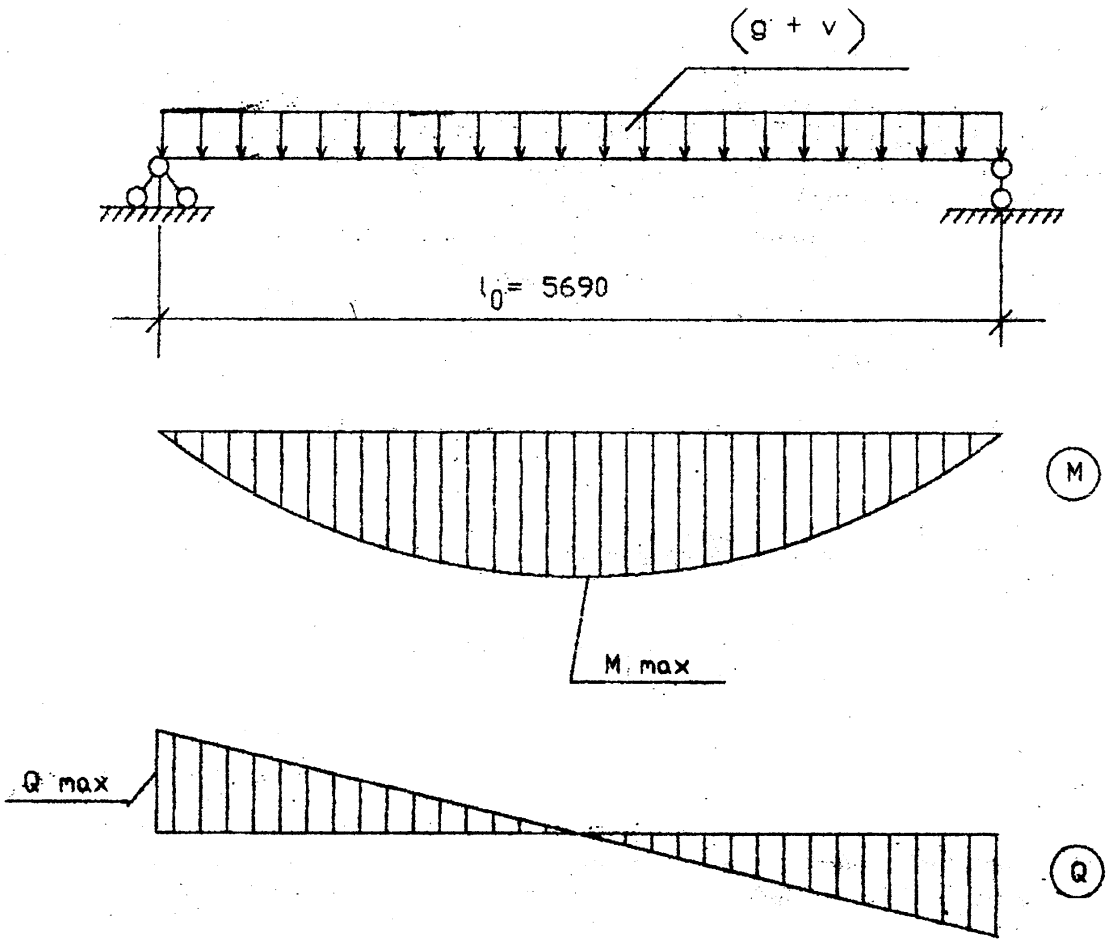


Рисунок 4 – Расчетная схема плиты

$$S_R = 510 + 400 - 307{,}4 - 91{,}2 = 511{,}4 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{0{,}767}{1+\frac{511{,}4}{500}\left(1-\frac{0{,}767}{1{,}1}\right)} = 0{,}586.$$

Так как ξ = 0,069 < ξ_R = 0,586, то площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s_6} R_s \zeta\ h_0},$$

где γ_{s_6} – коэффициент условий работы арматуры, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести.

По формуле:

$$\gamma_{s_6} = \eta - (\eta - 1)\left(2\frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \le \eta.$$

Для арматуры класса А-IV η = 1,2.

Поскольку $\gamma_{s6} = 1{,}2 - (1{,}2-1)\left(2\frac{0{,}069}{0{,}586} - 1\right) = 1{,}35 > \eta = 1{,}2$, принимаем γ_{s_6} = 1,2.

Тогда $A_s = \frac{36{,}1\times 10^5}{1{,}2\times 510\times 10^2\times 0{,}966\times 19} = 3{,}21$ см^2.

Принимаем по прил. 12: 2∅10А-IV с A_s=1,57 см^2 и 2∅12А-IV с A_s=2,26 см^2, ΣA_s=1,57+2,26=3,83 см^2.

2.Задание к практической подготовке

Задание 1. Рассчитать по прочности сечение, нормальное к продольной оси плиты.

Сечение принять двутавровым, высоту сечения принять h= 240мм.

Номер варианта	Длина пролета L	Расчетная нагрузка
1	6	8,7
2	6	9,5
3	3	8,5
4	6	7,5
5	3	4,0

6	6	9,0
7	3	8,5
8	6	3,0
9	6	4,0
10	8	4,0

Задание 2. Для рассчитанного сечения определить площадь арматуры.

3.Вопросы к практической подготовке

1. Какие основные типы сборных плит используются в железобетонных перекрытиях?

2.Как конструируются ребристые плиты?

3.Какое расчетное сечение принимается для ребристой плиты перекрытия?

4.Какая расчетная схема принимается для ребристой плиты перекрытия?

Практическая подготовка № 4

Решение примеров расчета и конструирования плоских перекрытий

1.Теоретическая часть

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.

Задание 1 Подобрать арматуру в монолитной плите перекрытия

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты $q = (g + v)\,\gamma_n = 9{,}16 * 0{,}95 = 8{,}70$ кН/м.

Определим изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий (рис.

5): 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 × 2,62 = 2,10 кН × м.

Определим характеристики прочности бетона с учетом заданной влажности окружающей среды.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В15, γ_{b2} = 0,9; R_b = 8,5 × 0,9 = 7,65 МПа; R_{bt} = 0,75 × 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 [2, прил. 10, 11] находим ξ = 0,061 < ξ_R = 0,652, ζ = 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 $\frac{4Вр1-100}{3Вр1-200}2940$ с фактической несущей способностью продольной арматуры R_sA_s = 46930 Н > 32087 Н.

2.Задание к практической подготовке

Задание 1.

Подобрать арматуру в монолитной плите перекрытия.

Расчетная нагрузка на 1 м плиты принять из таблицы 2

Таблица 2

Номер варианта	Расчетная нагрузка
1	8,7
2	9,5
3	8,5
4	7,5
5	4,0
6	9,0
7	8,5
8	3,0
9	4,0
10	9,2

3.Вопросы к практической подготовке

1.Как подразделяются перекрытия по способу возведения?

2.Как подразделяются перекрытия по конструктивной схеме?

3.Какие виды плоских перекрытий вы знаете.

4.Как выполняется компоновка конструктивной схемы перекрытия?

Практическая подготовка № 5

Расчет и конструирование ригеля.

1.Теоретическая часть

Сборные ригели многоэтажных зданий обычно конструируют как однопролетные элементы, которые объединяют на монтаже с колоннами. В зданиях с полным каркасом ригели являются элементами рамной конструкции. При свободном опирании торцов ригеля на стены (здания с неполным каркасом) при пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20%, и небольшой временной нагрузке сопротивлением колонн повороту опорных сечений можно пренебречь и рассматривать ригель как неразрезную балку.

Форма поперечного сечения ригеля – прямоугольная или тавровая с полками внизу или вверху. Ригели при l < 6м обычно выполняют без предварительного

напряжения, при $l > 6$ м – предварительно напряженными из бетона классов В15... В30.

Высота сечения ригеля зависит от пролета и величины нагрузок и назначается в пределах 1/8...1/12 пролета. Так, высота типовых ригелей принята: для промышленных зданий – h = 800 мм, для гражданских зданий (в зависимости от нагрузки) – h = 450 и 600 мм. Ширину сечения обычно принимают b = (0,3...0,4) h. Ригели, как изгибаемые элементы, армируют двумя-тремя сварными каркасами, при b < 150 мм допускается устанавливать один каркас. В элементах высотой h > 300 мм поперечную арматуру (хомуты) располагают по всей длине, при h < 300 мм – только на приопорных участках длиной, равной 1/4 пролета.

Расчет ригеля производят в такой последовательности. Вначале назначают расчетную схему в виде двух-, пятипролетной рамы или неразрезной балки (в зданиях с неполным каркасом). Расчетный пролет принимают равным расстоянию между осями колонн, а в крайних пролетах – расстоянию от оси колонны до линии действия опорной реакции стены. Подсчитывают постоянные g и временные v погонные нагрузки на ригель $g = g_l\, l_{пр.} + g_2$, $v = V_l\, l_{пр}$. где, g_1 и V_1 — нагрузки на единицу площади покрытия; $l_{пр}$ — грузовая полоса ригеля, равная пролету панели; $g_2 = A\, y$ – нагрузка от собственного веса ригеля; A — площадь сечения ригеля; y – плотность железобетона. Затем как для упругой рамы или неразрезной балки с учетом значений табличных коэффициентов, приведенных в справочной литературе, находят изгибающие моменты и поперечные силы от постоянной g и временной нагрузки v при невыгодных расположениях последней по длине ригеля.

Задание 1. Подобрать арматуру в балке прямоугольного сечения.

Определяем высоту сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0$, где h_0 – рабочая высота сечения ригеля; ξ – относительная высота сжатой зоны, определяемая по α_m:.

$$h_0 = (h_в - 5)\ \text{см} = 40\ \text{см},$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} = \frac{131{,}5 \times 10^5}{0{,}9 \times 14{,}5 \times 20 \times 40^2 \times 10^2} = 0{,}31,$$

где M = 131,5 кН × м;

R_b =14,5 МПа;

b – ширина сечения ригеля, b = 20 см,

h – высота сечения ригеля, h = 40 см,

$$h_0 = h - a = 40 - 3 = 37 \text{ см},$$

По [2, прил. 21] определяем $\xi = 0{,}391$ и $\zeta = 0{,}804$, высота сжатой зоны:

$$x = \xi \cdot h_0 = 0{,}391 \times 37 = 14{,}4 \text{ см}.$$

Граница сжатой зоны проходит в узкой части сечения ригеля, следовательно, расчет ведем как для прямоугольного сечения.

Граничная относительная высота сжатой зоны определяется по формуле :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)},$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона;

$\omega = \alpha - 0{,}008\gamma_{b_2} R_b$.

Для тяжелого бетона $\alpha = 0{,}85$:

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \times 0{,}9 \times 14{,}5 = 0{,}746,$$

$$\xi_R = \frac{0{,}746}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0{,}746}{1{,}1}\right)} = 0{,}604 .$$

Аналогичное значение $\xi_R = 0{,}604$.

Так как $\xi = 0{,}391 < \xi_R = 0{,}604$, то площадь сечения растянутой арматуры можно определить по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{131{,}5 \times 10^5}{365 \times 0{,}804 \times 40 \times 10^2} = 11{,}20 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту 2∅18 А-III (A_s = 5,09 см^2) и 2∅20 А-III (A_s = 6,28 см^2), общая площадь принятой арматуры A_s = 11,37 см^2.

2.Задание к практической подготовке

Задание 1.

1.Рассчитать сборный ригель.

2.Подобрать арматуру в балке прямоугольного сечения.

Сечение принять h=60 мм, b =20 мм.

3.Вопросы к практической подготовке

1. Какие расчетные схемы приняты для расчета ригелей?
2. Какие бывают формы поперечного сечения ригелей?

3.Как назначаются размеры сечения ригелей?

4.Последовательность расчета ригелей?

Практическая подготовка № 6

Расчет центрально сжатых колонн под нагрузкой

1. Теоретическая часть

Напряженно-деформированное состояние центрально-сжатых колонн и характер их разрушения зависят от многих факторов: материала, размеров и формы поперечного сечения, длины, способов закрепления концов и т.д.

Можно выделить некоторые общие для всех материалов черты в их работе под нагрузкой, а также указать на особенности работы.

Если поставить цель довести колонну (далее будем иметь в виду центрально-сжатую, если не оговорено особо) до разрушения, то в подавляющем большинстве случаев это произойдет от потери общей устойчивости вследствие появления продольного изгиба, или, иначе говоря, выпучивания стойки. Изгиб стержня может произойти и от силы, приложенной перпендикулярно к его оси, но тогда изгиб называют поперечным, а не продольным.

При продольном или поперечном изгибе разрушение элемента происходит оттого, что напряжения в его крайних волокнах достигают предельных величин, и материал разрушается. Продольному изгибу в той или иной степени подвержены все сжатые элементы, его проявление зависит от их гибкости и материала, из которого изготовлен сжатый элемент. Стальные и деревянные колонны, как правило, имеют небольшие размеры поперечного сечения и являются более гибкими, а железобетонные и каменные имеют более значительные размеры поперечного сечения и, следовательно, обладают меньшей гибкостью. Нормы

учитывают безопасные величины продольного изгиба — это и положено в основу расчета колонн.

Расчет прочности центрально-сжатых колонн (элементов) ведется из предпосылки, что нормальные напряжения о в их поперечном сечении распределяются равномерно.

В большинстве случаев при работе колонн возникает, явление продольного изгиба, при котором несущая способность колонны уменьшается. В расчетных формулах сжатых колонн (элементов) это учитывается введением коэффициента продольного изгиба коэффициента продольного изгиба уголков и других комбинаций. Сплошные колонны могут быть сварены из трех листов, повторяя по форме сечения прокатных двутавров. Колонны также могут выполняться сквозного сечения: на планках или решетчатые.

Несущая способность колонн может быть исчерпана по ряду причин:

1) от потери общей устойчивости;

2) от потери прочности, что возможно, когда в поперечном сечении имеются отверстия, ослабляющие сечение колонны (например, технологические отверстия, отверстия для болтов и т.п.), либо в колоннах сквозного сечения, когда устойчивость колонны обеспечивается тем, что ветви колонны расставлены далеко от главных осей при ограниченной площади их сечения, и в этом случае потеря прочности может произойти раньше, чем потеря общей устойчивости;

3) от потери местной устойчивости ; для исключения этого явления применяются специальные меры, например постановка поперечных ребер жесткости, конструктивное увеличение толщины листов, из которых изготовляется колонна, и т.п. В прокатных двутаврах, трубах их толщины и сечения подобраны таким образом, что потери местной устойчивости обычно не происходит, поэтому основными случаями потери несущей способности для таких колонн остаются первые два.

В соответствии с вышесказанным при расчете стержня колонны строительные нормы предписывают выполнение следующих расчетов: по прочности, по потере общей устойчивости, а также при этом необходимо ограничивать гибкость.

Оголовки центрально-сжатых колонн. Оголовок является верхней частью колонны, он служит для восприятия нагрузок от вышележащих конструкций и передачи их на стержень. В связи с этим оголовки проектируются с учетом конструкции опирающихся на них балок или ферм (при этом также учитываются особенности их крепления), передачи нагрузок и с учетом сечения стержня колонны.

В оголовках тяжело нагруженных колонн обычно подлежат расчету: толщина опорного листа, длина ребер жесткости и прикрепляющие их угловые сварные швы. В простых колоннах с небольшими нагрузками, которые рассмотрены в учебнике, эти размеры назначаются, как показано на рис. 5.10.

В сплошных колоннах опорный лист оголовка усиливают ребрами жесткости, которые препятствуют изгибу опорного листа и одновременно способствуют включению в работу всего расчетного сечения колонны. Длина ребер жесткости принимается из учета восприятия прикрепляющими их угловыми сварными швами всего приходящегося на колонну усилия. Для центрирования нагрузки к опорному листу могут привариваться опорные (центрирующие) пластинки шириной до 100 мм.

В центрально-сжатых колоннах применяют два типа баз: с фрезерованным торцом и с распределительной конструкцией — траверсой. В простейшем случае база центрально-сжатой колонны состоит из опорной плиты, к которой приварен стержень колонны. Колонна передает давление на фундамент через опорную плиту. В базе колонны расчету подлежат размеры опорной плиты (площадь и толщина листа), высота и толщина траверсы и др. Для тяжело нагруженных внецентренно сжатых колонн расчет базы значительно усложняется. В простейших случаях расчетом следует определить размеры опорной плиты (длину и ширину). Толщина опорной плиты в этом случае может приниматься без расчета в пределах 20—60 мм.

Размеры опорной плиты определяют из условия прочности материала фундамента (бетона). Бетон фундамента под опорной плитой испытывает местное сжатие, расчетное сопротивление бетона при местном сжатии.

В строительных конструкциях исходя из расчета по предельным состояниям несущая способность считается обеспеченной, если выполняется условие :

$$N \leq \Phi,$$

где N — наибольшая вероятная нагрузка; Φ — наименьшая вероятная несущая способность сечения, которая зависит от расчетного сопротивления материала R и площади поперечного сечения A, т.е. формула принимает вид

$$N \leq RA.$$

Формулу можно рассматривать как базовую при расчетах прочности.

В большинстве случаев при работе колонн возникает явление продольного изгиба, при котором несущая способность колонны уменьшается. В расчетных формулах сжатых колонн (элементов) это учитывается введением коэффициента продольного изгиба ср, имеющего значения меньше 1,0. Поэтому расчетная формула для расчета центрально-сжатых колонн независимо от материала принимает вид

$$N \leq \varphi RA.$$

Формулу можно рассматривать как базовую при расчетах на устойчивость. Для каждого из материалов: стали, железобетона, камня, дерева — она видоизменяется с учетом особенностей их работы под нагрузкой.

Величину коэффициента продольного изгиба ф можно определить по формулам, которые опытным путем установлены для каждого из материалов, но для удобства расчетов для его определения в строительных нормах обычно приводятся таблицы. Основным параметром, от которого зависит ф, является гибкость стержня (колонны) — X. Не останавливаясь на математических обоснованиях, укажем, что гибкость определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где $/_0$ — расчетная длина стержня, которая, в свою очередь, определяется по формуле

$$l_0 = \mu l,$$

где / — геометрическая длина стержня; р — коэффициент, зависящий от способов закрепления концов стержня, и определяется он по табл. 1.

Схемы изгиба стержней при различных способах закрепления

Определение расчетных длин для железобетонных и кирпичных колонн рассмотрено в соответствующих параграфах, но в целом выполняется аналогично определению расчетных длин для стальных и деревянных элементов.

В знаменателе формулы присутствует величина /, которая называется радиусом инерции. Она определяется по формуле

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}},$$

где / — момент инерции сечения стержня; *A* — площадь сечения стержня.

Формулы для определения характеристик сечений

Для стального проката (уголков, швеллеров, двутавровых балок) радиусы инерции и другие характеристики приводятся в сортаменте.

Вследствие ряда причин расчетные длины стержней могут быть различными в разных плоскостях: $/_{0x}$ — расчетная длина стержня относительно оси *x—x;* $/_0$ — расчетная длина стержня относительно оси *y—y* (рис. 1). Из рисунка видно, что форма изгиба конструкции в ее плоскости отличается от формы изгиба в плоскости, лежащей перпендикулярно плоскости конструкции; и соответственно, расчетные длины стойки при работе в разных плоскостях различны.

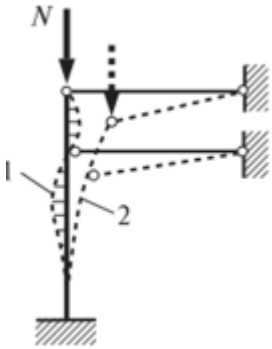


Рис. 1. **Формы изгиба конструкции в разных плоскостях:**

1 — изгиб стойки в плоскости конструкции; 2 — изгиб стойки в плоскости, перпендикулярной плоскости конструкции

Так как размеры сечения часто не одинаковы относительно осей изгиба, могут различаться и радиусы инерции относительно этих осей $(i_x,\ i_y)$ и,

следовательно, могут различаться гибкости *($к_x$,*

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}; \ \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}.$$

X_y):

Продольный изгиб центрально-сжатого элемента будет происходить относительно оси, по отношению к которой гибкость больше. Гибкость ограничивается.

Значения предельной гибкости $^{\wedge}_{пред}$ приводятся в нормах, они зависят от характера нагрузки (статическая или динамическая), конструкции, материала. Способы их определения будут рассмотрены в соответствующих темах.

Если сжатая конструкция в расчетном сечении имеет ослабления (отверстия, врезки или состоит из нескольких ветвей), то необходимо проводить расчет прочности и устойчивости. Если в сплошной колонне ослаблений нет, напряжения получаются больше в расчетах устойчивости, и в этом случае ограничиваются только расчетом устойчивости.

В некоторых конструкциях устойчивость элемента в целом обеспечивается, но теряется устойчивость отдельных его участков, и в этом случае необходимо проводить расчет на местную устойчивость, который приводится в нормах проектирования.

Отметим, что основная расчетная формула дает возможность решать следующие типы задач:

тип 1: определение размеров сечения колонны от заданной нагрузки N:

$$A \geq \frac{N}{\varphi R}.$$

После определения требуемой площади поперечного сечения выполняется подбор размеров сечения. Это наиболее распространенный тип задач при расчете и проектировании колонн;

тип 2: проверка несущей способности колонны:

$$N \leq \varphi RA.$$

Такая задача может возникнуть при изменении нагрузки (замене вышележащих конструкций, оборудования и т.д.), а также при проверке принятых размеров сечения колонны;

тип 3: определение несущей способности колонны (Ф):

Ф = Ф *RA*.

Такая задача может рассматриваться как самостоятельная, но ее применение ограничено и она является частным случаем типа 2, поэтому мы в дальнейшем будем говорить о двух типах задач при расчете колонн.

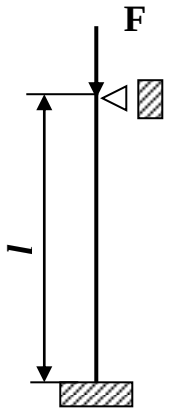
Общепринято после подбора сечения делать проверку его несущей способности, поэтому при расчете, как правило, приходится решать оба типа задач.

Материалы, используемые в сжатых элементах, различаются как по прочности, так и по характеру работы при сжатии. Все это приводит к тому, что расчеты конструкций, выполненных из различных материалов, имеют свои особенности, которые приводятся в соответствующих главах СНиП.

Задание 1

Проверить на устойчивость стойку, нагруженную силой F = 42 кН и определить действительный коэффициент запаса устойчивости (n_y), если закреплена по указанной схеме и имеет поперечное сечение – неравнобокий уголок $\frac{80}{50} * 5$ мм. (№8/5). l = 1,8 м, [σ] = 140 МПа, материал Ст.3 (λ_0 =40, $\lambda_{пр}$ = 100),

E =2*10^{11} Па.



μ = 0,7

Решение.

1.Определить гибкость λ стержня.

$$\lambda = \frac{\mu * l}{i_{min}} = \frac{0,7 \cdot 1,8}{1,09 \cdot 10^{-2}} = 115,5,$$

где i_{min}= 1,09 см из таблицы сортамента, А = 6,36 см^2.

μ = 0,7 для данной схемы закрепления.

2. По таблице коэффициента продольного изгиба находим значение φ.

Для Ст.3, $\lambda = 115{,}5$ значение $\varphi \approx 0{,}48$.

3. Определяем , $[\sigma_y] = [\sigma_c]\ \varphi = 140 * 0{,}48 = 67{,}2$ МПа

4. Определяем действующие в стержне напряжения

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{42 \cdot 10^3}{6{,}36 \cdot 10^{-4}} = 66 \text{ МПа}$$

5. Сравниваем $\sigma < [\sigma_y]$ – стержень устойчив.

6. Определяем критическое напряжение стержня по формуле Эйлера, т.к. $\lambda > \lambda_{пр}$

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3{,}14^2 \cdot 2 \cdot 10^{11}}{115{,}5^2} = 143 \text{ МПа}$$

7. Вычисляем действительный коэффициент запаса устойчивости.

$$n_y = \frac{\sigma_{kp}}{\sigma} = \frac{143}{66} = 2{,}17$$

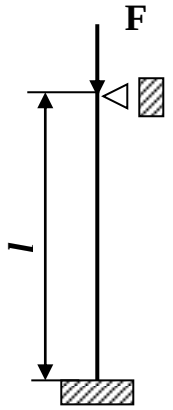
$$[n_y] = \frac{\sigma_{kp}}{[\sigma_y]} = \frac{143}{67{,}2} = 2{,}13$$

2.Задание к практической подготовке

Задание 1.Проверить на устойчивость стойку

Стойка нагруженна силой F = 40 кН и определить действительный коэффициент запаса устойчивости (n_y), если закреплена по указанной схеме и имеет поперечное сечение – неравнобокий уголок $\frac{80}{50} * 5$ мм . (№8/5). l = 2,5 м, [σ] = 140 МПа, материал Ст.3 (λ_0 =40, $\lambda_{пр}$ = 100),

E =2*10^{11} Па.



μ = 0,7

Задание 2. Проверить устойчивость сжатого стержня заданной схемы

если F = 300 кН, l = 5 м, d = 0,2 м, D = 0,25 м, $[n_y]$= 2,1, материал Ст.3.

α = 0,15/0,16 = 0,94.

Практическая подготовка № 7

Расчет на продольный и продольно-поперечный изгиб

1. Теоретическая часть

Потеря устойчивости прямолинейной формы равновесия имеет важное практическое значение и отражает основные положения теории устойчивости сооружений. До сих пор при расчёте конструкций рассматривалось равновесие стержней под действием внешних и внутренних сил. При этом не учитывалось то обстоятельство, что равновесие может быть как устойчивым, так и неустойчивым. Прямолинейный центрально-сжатый стержень при определённых условиях может потерять первоначальную форму равновесия задолго до исчерпания идущей способности по прочности. При этом стержень переходит к новой криволинейной форме равновесия, что приводит к появлению деформаций изгиба, а это в свою очередь, вызывает резкое увеличение перемещений и, как правило, ведёт к разрушению. Это качественно новое явление потери несущей способности стержня называется **продольным изгибом.**

Наименьшее значение центрально-приложенной сжимающей силы, при которой происходит потеря устойчивости первоначальной форма равновесия, называется **критической силой**. Величина критической силы при продольном изгибе определяется по **формуле Эйлера** (в случае, когда напряжение в стержне не превышает предела пропорциональности) , либо по формуле Ясинского (при напряжениях выше предела пропорциональности) .

Формула Эйлера имеет вид:

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{min}}{(\mu \cdot l)^2}, \qquad (1)$$

где E – модуль упругости первого рода (модуль Юнга);

J_{min} - минимальный момент инерции поперечного сечения;

l - длина стержня;

μ - коэффициент приведения длины стержня, зависящий от способа его закрепления;

Наиболее часто встречающиеся способы закрепления стержня и соответствующие им значения коэффициента μ приведены в табл. 1.

Формула Ясинского записывается в следующем виде:

$$P_{kr} = F \cdot (a - b \cdot \lambda), \qquad (2)$$

где $F -$ площадь поперечного сечения стержня;

$\lambda -$ расчетная гибкость стержня;

a и b – коэффициенты, зависящие от материала, из которого изготовлен стержень.

Таблица 1.

Способы закрепления стержня				
μ	1	2	0.7	0.5

Численные значения коэффициентов a и b, а так же предельное значение гибкости стержня $\lambda_{пр}$ для различных материалов указаны в табл. 2

Для чугуна пользуются параболической зависимостью:

$$P_{kr} = F \cdot (a - b \cdot \lambda + c \cdot \lambda^2) \qquad (3)$$

где c = 0,53.

Таблица 2.

Материал	$\lambda_{пр}$	a	b
		МПа	
Сталь Ст2,	100	310	1,14

Ст3			
Сталь 40	90	321	1,16
Дерево	110	29,3	0,194
Чугун	80	776	12

Гибкость стержня определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l}{i_{min}}, \qquad (4)$$

где l – длина стержня;

μ – коэффициент приведения длины стержня (табл. 1.)

i_{min} – наименьший радиус инерции сечения, определяемый по следующей формуле $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}}$.

Использование для определения критической силы формулы Эйлера или Ясинского определяется гибкостью стержня. Формула Эйлера применяется, если $\lambda \geq \lambda_{пр}$, формула Ясинского, если $\lambda \leq \lambda_{пр}$. Гибкость $\lambda_{пр}$ соответствует достижению критическими напряжениями в стержне предела пропорциональности и определяется по формуле $\lambda_{пр} = \sqrt{\frac{E}{\sigma_{пц}}}$. Значение $\lambda_{пр}$ для различных материалов в. табл.2.

По приведенным формулам достаточно просто оценивается величина критической силы при известных размерах стержней, т.е. этими формулами удобно пользоваться при эксплуатационном расчете. При конструкционном (проектировочном) расчете стержней, когда требуется определить размеры поперечного сечения, эта методика вызывает ряд неудобств.

Изгиб балки называется продольно-поперечным если в ее поперечных сечениях возникают изгибающие моменты как от продольных, так и от поперечных нагрузок.

К балке, изображенной на рис. 1.1., приложим продольную силу *P* и систему поперечных сил.

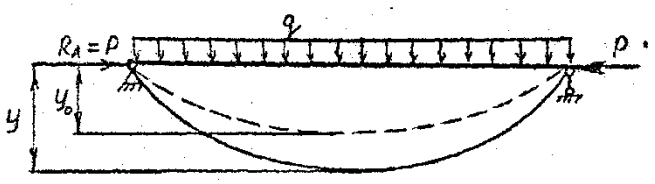


Рис.I.I.

Под действием поперечных сил балка прогнется на величину y_0. Тогда продольная сжимающая сила P создаст дополнительный момент $P{\cdot}y_0$, вызывающий дополнительные напряжения и увеличивающий прогиб до величины y. С достаточной для практики степенью точности полный прогиб от суммарного действия продольный и поперечных нагрузок может быть определен по формуле:

$$y = \frac{y_0}{1 - \frac{N}{P_Э}} \qquad (11)$$

где y_0 – прогиб балки от действия только поперечных нагрузок;

N – продольная сила;

$P_Э$ – Эйлерова сила, которая определяется по формуле:

$$P_Э = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_x}{(\mu \cdot l)^2} \qquad (12)$$

В отличии от критической силы, определяемой по формуле (1), в выражение (12) входит момент инерции относительно оси, перпендикулярной плоскости действия поперечных нагрузок независимо от того является он минимальным или нет.

Наибольшие нормальные напряжения в поперечном сечении балки при продольно-поперечном изгибе определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_u}{W_x} + \frac{N \cdot y}{W_x} \qquad (13)$$

В формуле (13) M_u- изгибающий момент от поперечных сил в опасном сечении, $N \cdot y$- изгибающий момент от продольных сил в том же сечении.

Заменяя прогиб y и вводя коэффициент запаса по допускаемым нагрузкам [n] окончательно получаем условие прочности при продольно поперечном изгибе:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_u}{W_x} + \frac{N}{W_x} \cdot \frac{y_0 \cdot [n]}{1 - \frac{N \cdot [n]}{P_Э}} \le [\sigma]. \qquad (14)$$

Задание 1Выполнить проверочный (эксплуатационный) расчет

(заданы размеры и форма поперечного сечения стержня)

1.Определяем:

минимальный осевой момент инерции сечения I_{min} , площадь $A_{бр}$,

минимальный радиус инерции $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{Абр}}$,

гибкость стержня $\lambda = \frac{\mu * l}{i_{\min}}$.

2.По таблице находим коэффициент φ и вычисляют допускаемое напряжение на устойчивость по формуле:

$$[\sigma]_y = \varphi * [\sigma]_c$$

3. Сравниваем действительное напряжение $\sigma = \frac{F}{A_{бр}}$ с допускаемым.

При $\sigma \le [\sigma]_y$ – стержень устойчив.

2.Конструкционный (проектировочный) расчет на устойчивость с помощью коэффициента φ

В настоящее время наиболее распространенной методикой расчета размеров поперечного сечения стержней из условия обеспечения их несущей способности по устойчивости является метод расчета по коэффициенту φ. При этом, условие равновесия сжатых стержней записывается в виде:

$$\sigma = \frac{N}{F} \le [\sigma]_y = \varphi \cdot [\sigma], \qquad (15)$$

где $[\sigma]_y$ - допустимое напряжение при расчете на устойчивость;

$[\sigma]$ - допустимое напряжение при расчете на прочность

φ - коэффициент снижения основного допускаемого напряжения, значения, которого для стали приведены в таблице 3.

Таблица 3.

λ	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
φ	1,00	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89	0,86	0,81	0,75	0,69	0,60
λ	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	
φ	0,52	0,45	0,40	0,35	0,32	0,29	0,26	0,23	0,21	0,19	

Так как в расчетах применяется, что коэффициент $\varphi \leq 1$, то это автоматически обеспечивает выполнение условий прочности. Величина коэффициента φ зависит от материала и от гибкости стержня. Это положение является новым, так как в ранее рассмотренных задачах допускаемое напряжение зависело только от свойств материала, но не от размеров стержня. Зависимость допускаемого напряжения от указанных выше факторов является следствием того, что расчет ведется не на прочность, а на устойчивость и совпадает с расчетом на прочность только по форме.

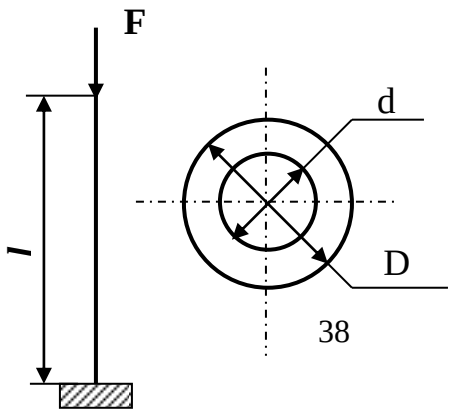
Площадь поперечного сечения на основании условия устойчивости определяется по формуле:

$$F = \frac{N}{\varphi \cdot [\sigma]} \ . \qquad (16)$$

Так как в формулу входят два неизвестных F и φ, то определение площади сечения ведут методом последовательных приближений.

2.Задание к практической подготовке

Задание 1. Проверить стержень на продольно-поперечный изгиб.



μ = 2

3.Вопросы к практической подготовке

1. Запишите формулу для определения предела устойчивости
2. От чего зависит коэффициент продольного изгиба φ ?
3. Приведите методику проверочного расчета на устойчивость.
4. Приведите методику проектировочного расчета на устойчивость.
5. Какую силу называют критической?
6. Запишите формулу Эйлера.
7. Запишите формулу Ясинского
8. Пределы применимости формулы Эйлера и формулы Ясинского?
9. Чему равен коэффициент μ - коэффициент приведения длины стержня, зависящий от способа его закрепления?
10. Какой вид деформации называют продольно- поперечным изгибом?
11. Запишите условие прочности при продольно-поперечном изгибе.

Практическая работа № 1

Проектирование основных узлов сопряжений элементов крупнопанельных зданий

Цель работы: Изучение нормативной и справочной литературы; проектирование основных узловсопряжений элементов бескаркасных крупнопанельных зданий.

1. Теоретическая часть

Крупнопанельными называют здания, монтируемые из заранее изготовленных крупно- размерных элементов стен, перекрытий, покрытий и др. конструкций. Крупнопанельные здания бывают бескаркасные и каркасные. Бескаркасные здания состоят из меньшего числа сборных элементов и отличаются

простотой монтажа.

Крупнопанельные здания должны иметь прямоугольную форму и быть симметричными в плане. Это требование относится к компоновке несущих стен, лестничных клеток, расположению оконных проемов. Стены по всей длине и ширине здания должны быть непрерывными. Не допускается смещение осей стен по вертикали (между этажами) и в плане здания. В несущих наружных стенах допускается одновременное устройство лоджий и балконов, расположенных симметрично. Лоджии желательно проектировать встроенными в объем здания.

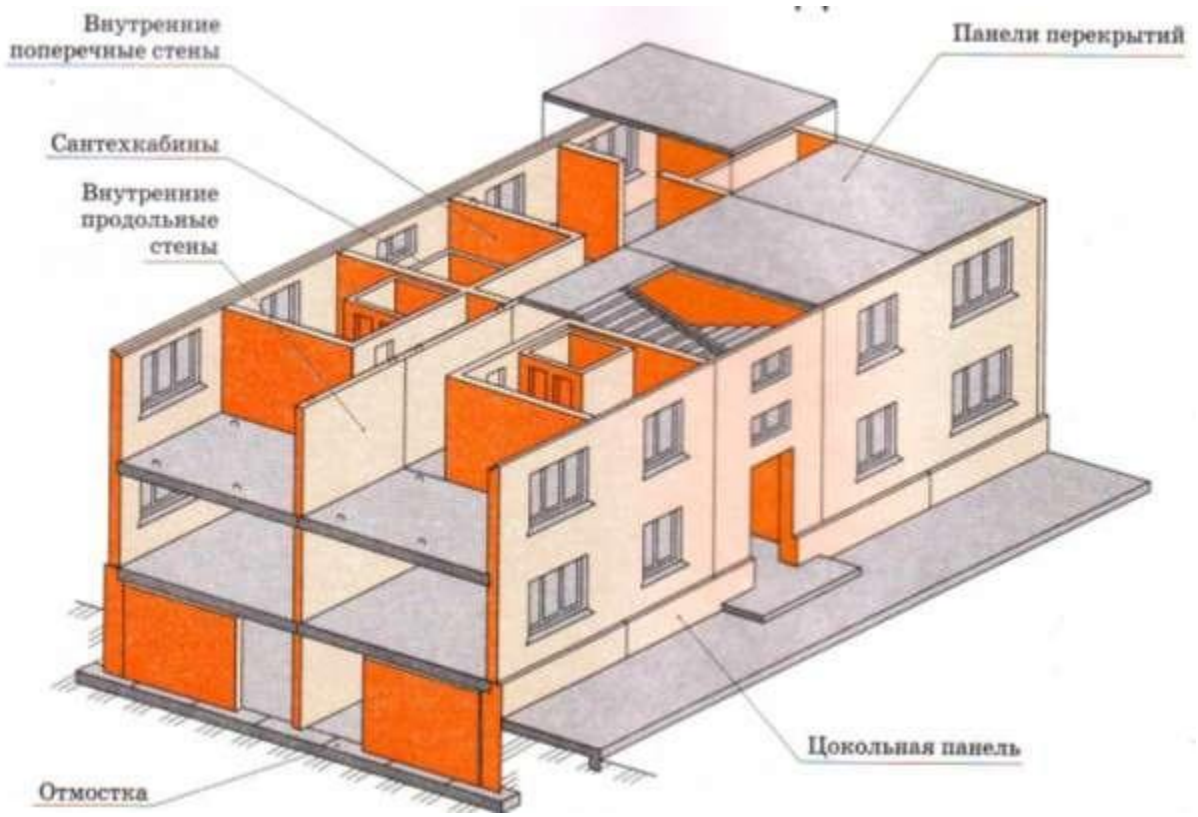


Рисунок 1 – Крупнопанельное бескаркасное здание

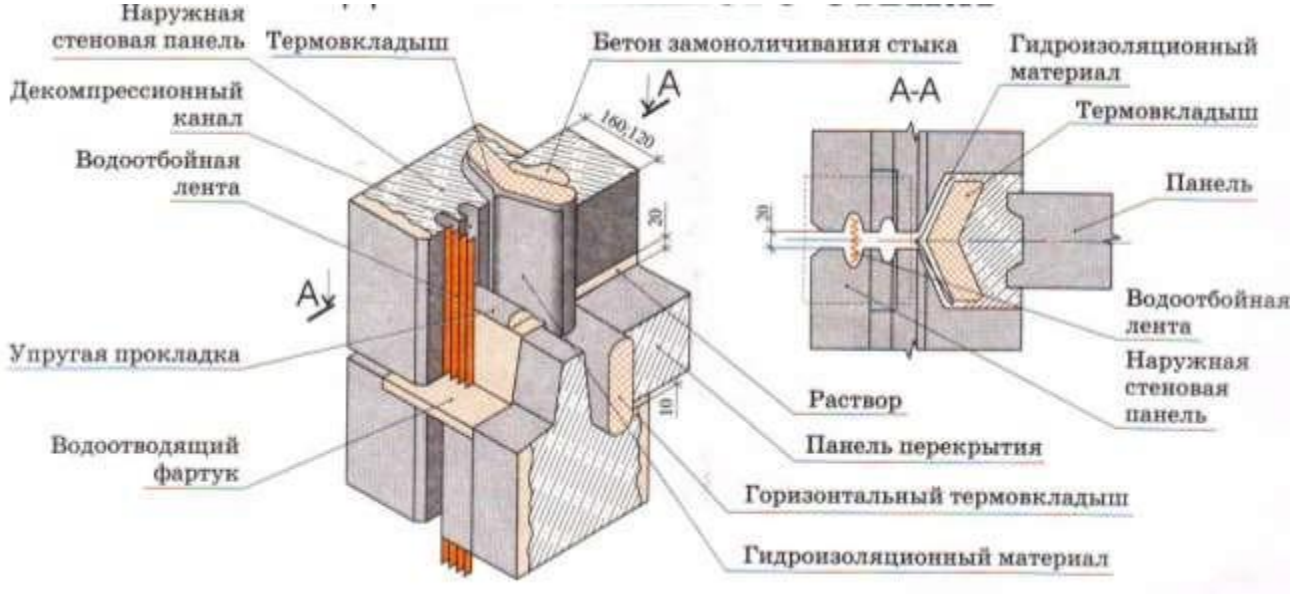


Рисунок 2 – Устройство открытого дренированного стыка

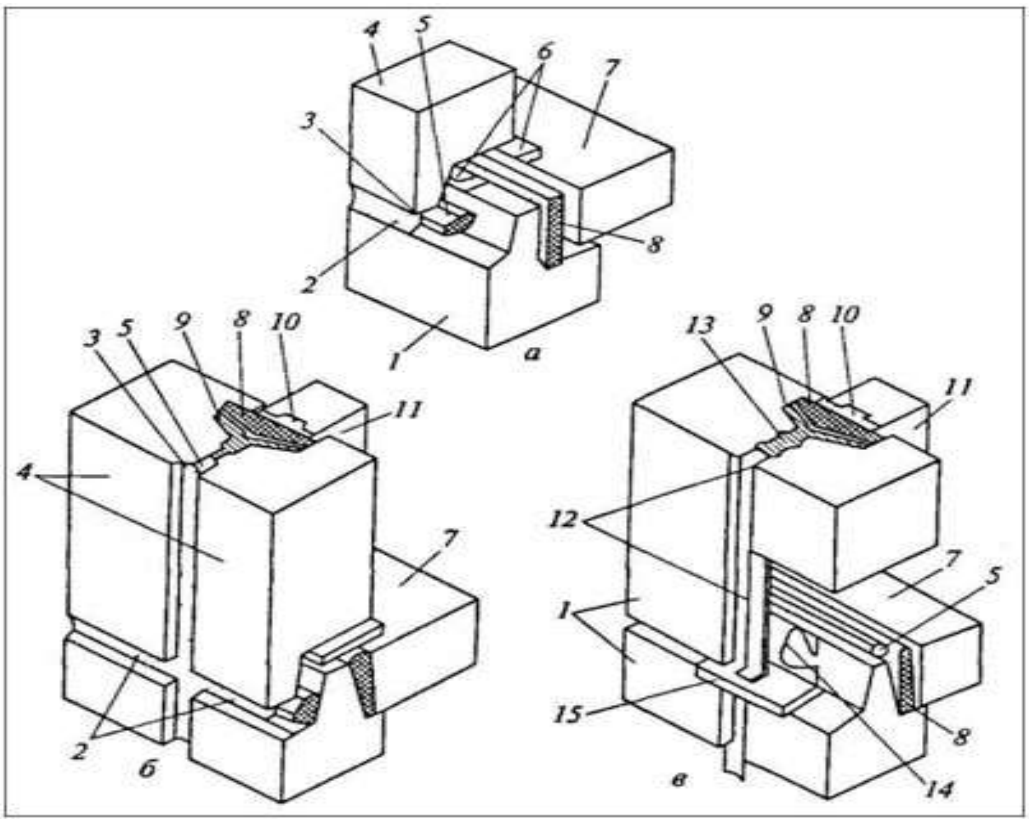


Рисунок 3 – Стыки панелей

Задание

1.Ознакомиться с положением СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмическихрайонах» (п.3.30 - 3.34).

2. Вычертить крупнопанельное бескаркасное здание.

3. Вычертить основные узлы сопряжений элементов крупнопанельных зданий.

2.Вопросы к практической работе

1.Назовите типы крупнопанельных зданий.

2.Какие материалы применяют для устройства стыков?

Практическая работа № 2

Выполнение конструктивного решения перекрытий.

Цель работы: Изучение конструктивных типов перекрытий зданий.

1. Теоретическая часть

В зависимости от конструктивных схем зданий ***плитные перекрытия*** бывают:

1. из панелей, опирающихся на продольные несущие стены или на прогоны, уложенные вдольздания;
2. из панелей, опирающихся на поперечные стены и прогоны, уложенные поперек здания;
3. из панелей, опирающихся на несущие стены или прогоны по трем или четырем сторонам;
4. из панелей, опирающихся по четырем углам на колонны каркаса.

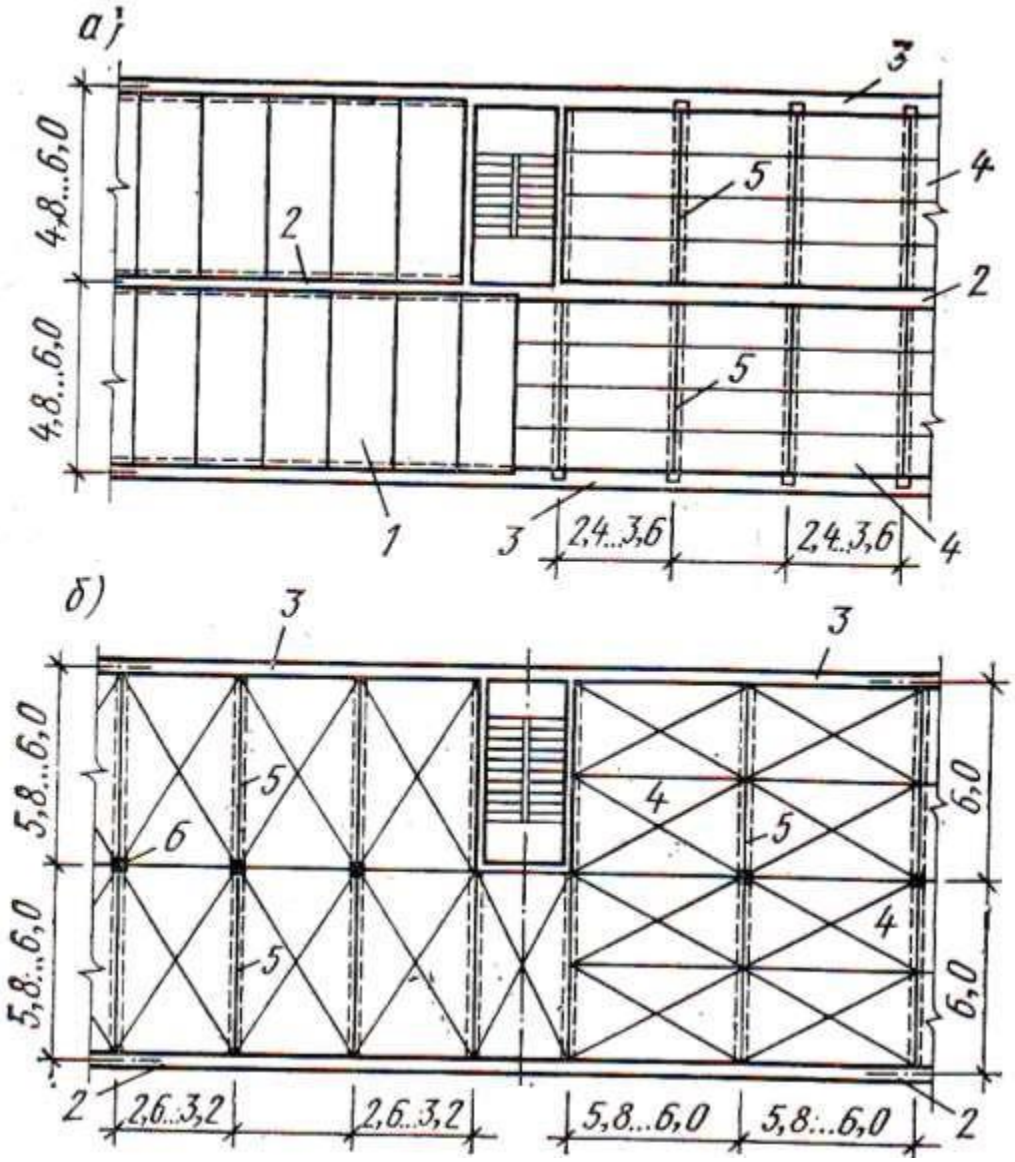


Рисунок 1 – Конструктивные схемы плитных перекрытий

а) с продольными линиями опор, б) с поперечными линиями опор.

1 - панели перекрытия, опирающиеся на несущие стены, 2 - внутренняя продольная стена, 3 - наружная несущая стена, 4 - панели перекрытия, опирающиеся на прогон, 5 - прогон (балка), 6 - колонны

Минимальная глубина заделки стыков панелей перекрытий в стенах: кирпичных - 120 мм,блочных и панельных - 100 мм.

Сборные железобетонные плиты перекрытий жестко заделываются в стенах с помощью анкерных креплений и скрепляются между собой сварными или арматурными связями. Швы между плитами замоноличивают раствором. Таким образом, получаются жесткие горизонтальные диски,увеличивающие несущую способность зданий.

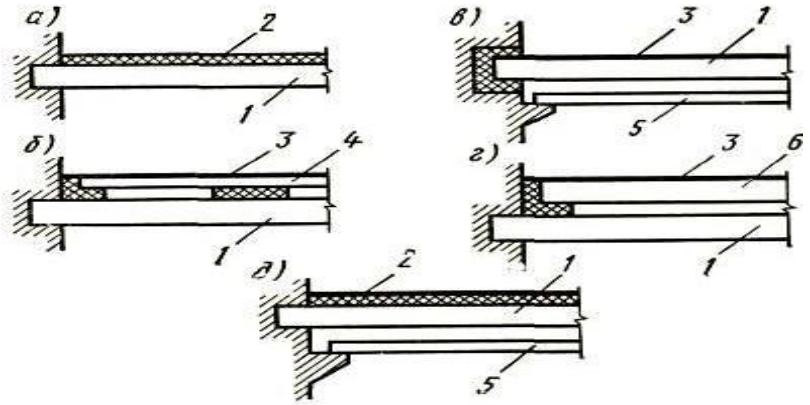


Рисунок 2 – Конструктивные схемы перекрытий

а) со слоистым покрытием пола, б) с раздельным полом, в) с раздельным потолком, г) раздельное перекрытие из двух несущих панелей, д) с раздельным потолком и слоистымпокрытием пола.

1 – несущая панель перекрытия, 2 – теплый слоистый пол, 3 – покрытие пола, 4 – панель основания раздельного пола, 5 – панель раздельного потолка, 6 – несущая панель пола.

Плиты перекрытия бывают: сплошного сечения, ребристые, пустотные.

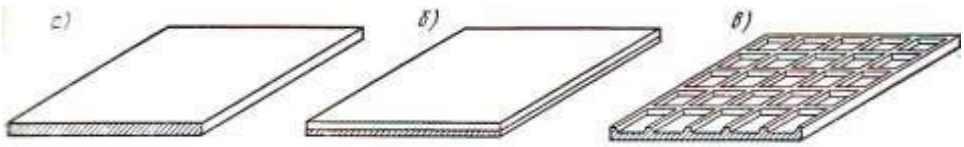


Рисунок 3 – Сборные железобетонные панели перекрытий

а) сплошная однослойная, б) сплошная двухслойная, в) часторебристая с ребрами вверх.

Сплошные однослойные панели - это железобетонная плита постоянного сечения толщиной

100 – 120 мм с нижней поверхностью, готовой под окраску, и верхней ровной

поверхностью, подготовленной для устройства пола. При пролетах более 6 м применяют однослойные сплошные предварительно напряженные плиты толщиной 140 мм, в которых звукоизоляция обеспечивается массой самой плиты.

В ***сплошных слоистых панелях*** нижний слой изготовлен из прочного бетона, где расположена арматура, работающая на растяжение, а верхний слой - из легкого и менее прочного бетона.

Ребристые панели могут быть с ребрами, располагаемыми и вверх, и вниз. Воздушная прослойка и звукоизоляционные материалы обеспечивают необходимую звукоизоляцию перекрытия.

Многопустотные панели с круглыми и овальными пустотами широко применяют для устройства перекрытий. Изготавливают их чаще всего из бетонов марок 200 и 300 длиной от 2,4 до 6,4 м, шириной от 0,8 до 2,4 м при толщине 220 мм.

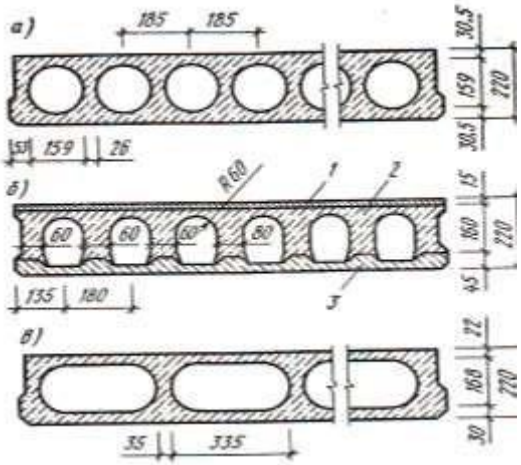


Рисунок 4 – Многопустотные панели перекрытий

а) с круглыми пустотами, б) панели, изготовленные на установках с бетонирующими комбайнами,

в) панели с овальными пустотами.

1 – верхний слой, 2 – средний слой, 3 – нижний слой.

Деревянные перекрытия состоят из балок, являющихся несущей конструкцией, межбалочногозаполнения, конструкции пола и отделочного слоя потолка. Балки изготавливают в виде брусьев прямоугольного сечения. Высота балок 130, 150, 180 и 200 мм, толщина 75 и 100 мм. Расстояниемежду балками по осям принимают от 600 до 1000 мм.

Для опирания межбалочного заполнения к боковым сторонам балок прибивают черепные бруски сечением 40х50 мм. Глубину опирания концов балок в каменных стенах принимают 180 мм. Междуторцом балки и кладкой обеспечивают зазор не менее 30 мм для испарения влаги из балки.

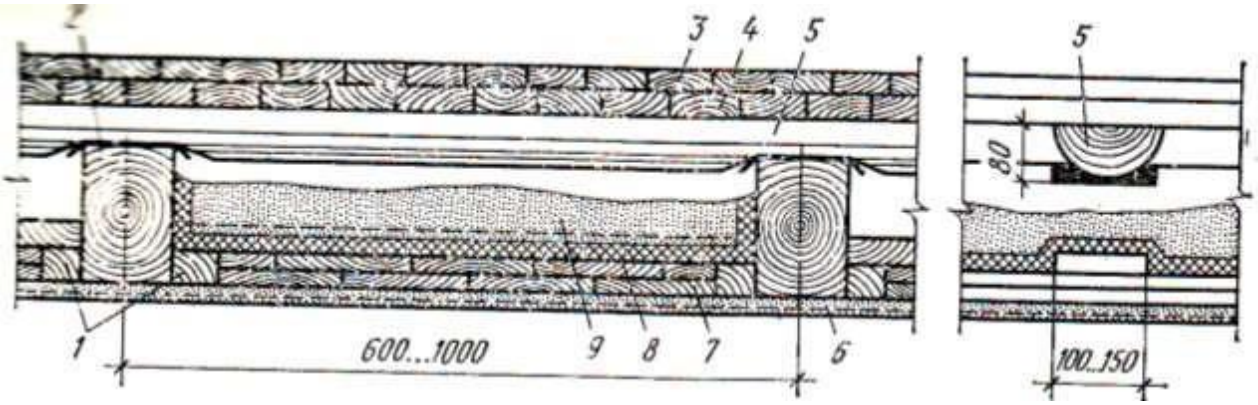


Рисунок 5 – Конструкция деревянного междуэтажного перекрытия

1 – черепные бруски, 2 – балка, 3 – паркет, 4 – черный пол, 5 – лага, 6 – штукатурка, 7 – щитовой накат, 8 – глинопесчаный раствор толщиной 20-30 мм, 9 – теплоизоляционная засыпка.

К ***чердачным и надподвальным перекрытиям*** предъявляются специальные требования. Чердачные перекрытия из ж/б панелей должны иметь слой утеплителя, уложенного по пароизоляции из 1-2 слоев пергамина или рубероида на мастике. В качестве утеплителя применяются сыпучие материалы (шлак, керамзит) или плитные (минераловатные, фибролитовые, плиты из легких бетонов). Поверх утеплителя устраивают защитный слой из песка или шлака толщиной 30-40 мм или из раствора. В санитарных узлах в конструкцию перекрытия вводят гидроизоляцию.

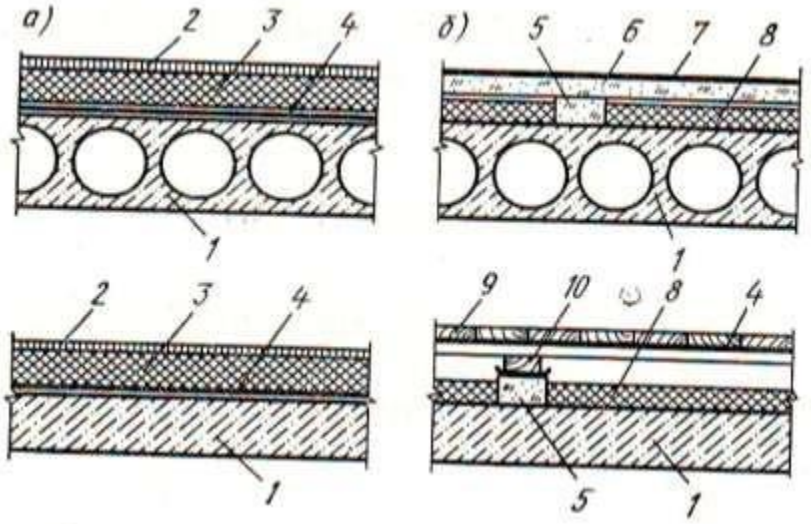


Рисунок 6 – Чердачные и надподвальные перекрытия

1 – ж/б панель перекрытия, 2 – шлакоизвестковая корка, 3 – утеплитель, 4 – пароизоляция,5 – легкобетонный брусок, 6 – гипсоцементно-бетонная плита толщиной 60 мм,

7 – линолеум, 8 – утеплитель, 9 – дощатый пол; 10 лага.

Задание

Вычертить конструктивные схемы междуэтажных перекрытий с обозначениемэлементов.

2.Вопросы к практической работе

1. Назовите типы ж/б перекрытий по способу устройства.
2. Каковы особенности устройства чердачных и надподвальных перекрытий?
3. Какие плиты перекрытия необходимо применить при строительстве общественного зданияпролетом 9 м?

Список рекомендуемой литературы

1. Архитектурные конструкции и теория конструирования: малоэтажные жилые здания : учеб. пособие / Е.В. Сысоева, С.И. Трушин, В.П. Коновалов, Е.Н. Кузнецова. –М. : ИНФРА-М, 2020. — 280 с. — (Среднее профессиональное образование). - Режим доступа: http://znanium.com/catalog/product/1041374

2. Архитектура зданий : учебник / Н.П. Вильчик. — 2-е изд., перераб. и доп. — М. : ИНФРА-М, 2019. — 319 с. — (Среднее профессиональное образование). — www.dx.doi.org/10.12737/1075. - Режим доступа: http://znanium.com/catalog/product/982607