МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЖБК

Методические указания для практических занятий
обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство»,
профиль «Водоснабжение и водоотведение»

Ростов-на-Дону
ДГТУ
2021

УДК 624.07

Составители: П.П. Польской

Методические указания для выполнения самостоятельной работы по дисциплине «Строительные конструкции ЖБК», по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство». - Ростов-на-Дону: Донской гос. техн. ун-т, 2021, – 29 с.

Содержит общие положения по проектированию железобетонных конструкций, используемых при строительстве инженерных сооружений. Приведены численные примеры и необходимые справочные материалы для расчета и конструирования.

Предназначена для студентов профиля подготовки «Водоснабжение и водоотведение»

УДК 624.07

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» д.т.н., профессор Д.Р. Маилян

В печать___.___. 20___ г.
Формат 60x84/16. Объем 1,8 усл. п. л.
Тираж 30 экз. Заказ № ___

Издательский центр ДГТУ
Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

© Донской государственный
технический университет, 2021

1. Общие сведения

В процессе самостоятельной работы по проектированию железобетонных конструкций студент должен выполнить расчет нескольких несущих строительных конструкций. Все элементы, подлежащие проектированию, должны быть рассчитаны только по первой группе предельных состояний , т.е по несущей способности. При этом проектируемые конструкции могут быть как обычными, так и предварительно-напряженными.

Перечень литературы и примеры расчета различных строительных конструкций приведены в прил. 5, а список учебно-методических материалов по дисциплине. “Строительные конструкции” – в прил. 6.

2. Расчет конструкций

2.1. Расчет ребристой плиты покрытия подземного резервуара

2.1.1. Исходные данные для проектирования и характеристики материалов

Для проектирования применяем следующие данные:

Место строительства объекта – г. Ростов-на-Дону.

Размеры подземного резервуара в плане – 24 х 30 м.

Высота резервуара – 4.2 м.

Сетка колонн – 6 х 6 м.

Толщина засыпки грунтом – 1.0 м.

Плотность грунта– 17.0 $кН/м^3$.

Снеговой район – 2.

Бетон всех конструкций резервуара – класса В25.

Рабочая арматура – класса А400 (А-III).

Расчетные характеристики принимаемых материалов:

- расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие R_b = 13,0 МПа;
- расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение R_{bt} =0,95 МПа;
- модуль упругости бетона E_b=30·10^3 МПа;
- расчетное сопротивление стали на растяжение и сжатие $R_s = R_{sc} = 365$ МПа;
- расчетное сопротивление стали при расчете на поперечную силу R_{sw} =175 МПа (класс А240);

- модуль упругости стали E_b=2·10^5 Мпа.

2.1.2. Общие сведения о проектируемой конструкции

Плиты (панели) являются изгибаемыми элементами. Уменьшение их собственного веса достигают удалением из растянутой зоны возможно большего количества бетона. Образовавшиеся при этом ребра должны обладать шириной, достаточной для размещения сварного каркаса и обеспечения прочности по наклонным сечениям.

При необходимости устройства гладкого потолка применяют многопустотные плиты. Однако при агрессивной среде используют или сплошные плиты, или ребристые плиты с ребрами вниз.

Боковые грани плит имеют продольные пазы или шпонки для обеспечения совместной работы плит после замоноличивания.

Для того, чтобы перекрытие могло работать в своей плоскости как горизонтальная балка-стена, опорные закладные изделия плит приваривают к закладным изделиям ригелей во всех доступных для сварки местах, а зазоры между плитами тщательно заполняют бетоном или раствором марки 50 – 100 на всю высоту плиты.

Высота сечения плит без предварительного напряжения принимается в пределах h=(1/15…1/25) l_2, а с предварительным напряжением h=(1/20…1/30)l_2, где l_2- пролет плиты перекрытия.

Номинальная (разбивочная) ширина ребристых плит с ребрами вниз при типовом проектировании может составлять 1.0 ; 1.2 ; 1.5 и 3.0м. В последнем случае плиту изготавливают с тремя продольными ребрами. При ширине панелей 1.0 и 1.2 м поперечные ребра, в зависимости от интенсивности нагрузки, могут устанавливаться только в торцах. Толщина полки плиты обычно составляет 50 – 70 мм.

В зависимости от способа компановки перекрытия (покрытия), все плиты могут быть одинаковой или разной ширины. При использовании плит одинаковой ширины все они называются рядовыми и в створе колонн опираются на привариваемые к колоннам металлические столики. При ширине плит 1.5м обычно применяют вариант с использованием трех видов плит: рядовые; распорные (имеют вырез с одного или двух торцов), которые устанавливаются в створе колонн и опираются только на ригели ; доборные, которые являются пристенными и имеют ширину 0.75м. Доборные плиты

всегда изготавливаются без предварительного напряжения арматуры и без промежуточных поперечных ребер.

Плиты средних пролетов устанавливаются либо на полки ригелей таврового профиля, либо на верху ригелей прямоугольного сечения. Плиты крайних пролетов одним концом опираются на указанные ригели, а вторым – на стену с приваркой всех продольных ребер к закладным деталям.

В рассматриваемом случае в качестве плит покрытия резервуара должны быть применены ребристые плиты с ребрами вниз, так как нагрузка от засыпки грунтом очень высока.

Плита в пролете между ригелями работает на изгиб как однопролетная балка таврового сечения с полкой в сжатой зоне и расчетным пролетом, равным расстоянию между осями ее опор (рис.2.1,а).

Полка плиты помимо совместной работы с ребрами претерпевает еще изгиб между ними. В ребристых плитах расчет прочности верхней полки обязателен. Если расстояние между смежными поперечными ребрами превосходит более чем в три раза соответствующее расстояние между продольными ребрами, то полку рассчитывают как балочную плиту, а в противоположном случае – как плиту, опертую по контуру.

В балочной плите мысленно перпендикулярно продольным ребрам выделяют полосу шириной 100см и рассматривают ее как частично защемленную на опорах балку с пролетом, равным расстоянию в свету между ребрами (рис.2.1,в,г). Защемление на опорах создается благодаря вышеуказанной заливке швов, поскольку бетон препятствует повороту ребер. Статический расчет полки производят с учетом перераспределения усилий, принимая момент в пролете равным $ql^2/11$.

2.1.3. Компоновка перекрытия и обоснование выбора конструктивных элементов

Покрытие подземного резервуара компонуем из ребристых плит с ребрами вниз, разрезных ригелей прямоугольного профиля и квадратных колонн с консолями. Все перечисленные конструкции являются массовыми для промышленного строительства.

Номинальную ширину плит перекрытия принимаем одинаковой и равной 1.2м с поперечными ребрами, расположенными в торцах. Плиты опираем по верху ригелей. По

осям (в створе колонн) плиты будут опираться непосредственно на торцы колонн. Высоту сечения плиты принимаем равной h=1/15l_2=1/15x600=400 мм.

Конструктивные габариты плиты перекрытия с учетом отрицательных допусков при изготовлении составят:

$l_{пл}$=5970мм ; $B_{пл}$=1190мм ; $h_{пл}$= 400мм.

Сечение разрезного ригеля принимаем из соотношения: h= (1/8÷1/14)·l;

b=(1/2-1/3)·h; С учетом минимальной площади опирания плит и необходимого зазора между этими конструкциями, ширина ригеля должна быть не менее 250мм. Минимально допустимая высота ригеля в этом случае составит 500мм. Принимаем предварительную высоту ригеля

h= $\frac{1}{10}l = \frac{600}{10}$ = 60см; а ширину b =25см.

Предварительные размеры ригеля округляются:

при h≤500:50мм; при h>500:100мм.

Сечение колонн принимают 300*300 или 400*400мм.

2.1.4. Подсчёт нагрузок на 1м^2 покрытия резервуара (табл. 2.1.).

Таблица 2.1

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициенты		Расчётная нагрузка, кН/м^2
		γ_f	γ_n	
1	2	3	4	5
Постоянная 1. Засыпка грунтом высотой:h=1.0м g_{n1}=V*γ=1*1*1,0*17	17	1.15	0.95	g_1=18.6
2. Гидроизоляционный ковёр(трёхслойный) g_{n2}	0.1	1.3	0.95	g_2=0.124
3. Цементно-песчаная стяжка, толщиной 25мм: g_{n3}=γ*V=1*1*0.025*22	0.55	1.3	0.95	g_3=0.679
4. Собственный вес плиты покрытия	2.75	1.1	0.95	g_4=2.874
Итого:	g_4=20,4	-	-	g=22.28
Временная 1. Снеговая	0.86	1.4	0.95	g=1.14
Всего:	21.26	-	-	g=23.42

2.1.5.Статический расчёт плиты П-1

Основным несущим элементом плиты П-1 являются продольные рёбра. Поэтому вначале рассчитываем плиту в пролёте между ригелями. Расчётная схема приведена на рис. 2.1.

При конструктивной длине плиты 5970 мм, ширине торцового ребра 100мм и ширине ригеля 250мм, расстояние от оси ригеля до оси приложения опорной реакции от

продольного ребра плиты равен С=50+15=65мм. Расчётный пролёт плиты составит $l_0=l_2$ - 2·65=5870 мм (рис.2.1,а)

Погонная нагрузка на продольные рёбра

$$q`=q\cdot B=23.42\cdot 1.2=21.8 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила

$$M_{max}=q`l_0^2/8=28.1(5.87)^2/8=121.03 \text{ кН*м};$$

$$Q_{max}=q`l_0/2=28.1\cdot 5.87/2=82.5\text{кН}=82.5\cdot 10^3 \text{ Н}.$$

2.1.6.Расчёт прочности нормальных сечений продольных рёбер

Задаёмся диаметром рабочей арматуры d=1.8 см.

Тогда a_b=2 см, V_1=4 см, (см. прил. П.4.2).

$\alpha=a_b+0.5d+0.5V_1=2+0.5\cdot 1.8+0.5*4=4.9$ см;

$h_0=h-a=40-4.9=35.1$см.

Величина $\alpha_m=M/R_b\cdot b\cdot h_0^2=12103000/(1300\cdot 115\cdot 35.1^2)=0.0666$

Величина $\xi=1-\sqrt{1-2\alpha_m}=1-\sqrt{1-2\cdot 0.066}=0.068$

Так как высота сжатой зоны $X=\xi h_0=0.068\cdot 35.1=2.4$см меньше толщины полки h_f=5см, нейтральная ось проходит в полке. Следовательно, сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной b'_f.Отношение $h'_f/h=5/40=0.125$ больше, чем 0.1. Поэтому согласно п.3.16[6] и п.3.23[20] ширина свеса полки в каждую сторону от продольного ребра должна быть не более 1/6 пролёта плиты и не более ½ расстояния в свету между продольными рёбрами.

Итак:

а) $b`_f=20+2(1/6)587=215,7$ см;

в) $b`_f=20+2(1/2)(115-20)=115$ см.

Из двух значений принимаем меньшее: $b`_f=115$ см.

Площадь сечения продольной арматуры

$A_s=\xi\ (R_b/R_s)\ b`_f\ h_0=0.068(1300/36500)115*35.1=9.78$ см^2.

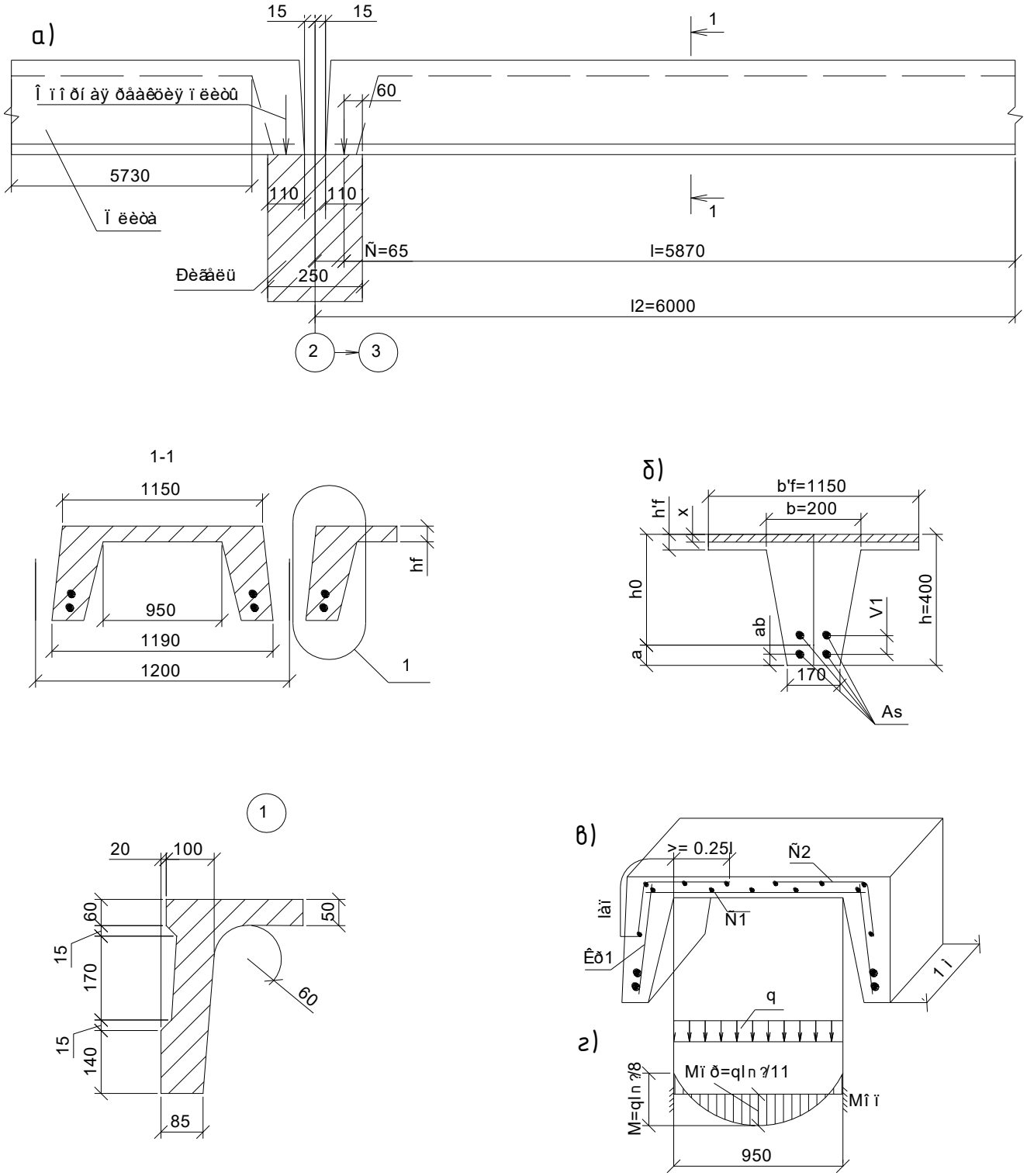


Рис 2.1 К расчету рядовой плиты П1:
а – узел опирания плиты; б – сечение плиты принятое для расчета;
в – арматура полки и ребра; г – к статическому расчету полки плиты

Принимаем 4∅18А- III, $A_{s,fackt}$ =10,18 см^2, что больше минимального значения A_{smin}

=0,0005=0,0005·18·35,1=0,316 см^2

2.1.7. Расчёт прочности наклонных сечений по поперечной силе

Для этого расчёта принимаем максимальную ширину рёбер понизу b=17см.

Тогда $Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt} bh_0$=0.6*95*17*35.1=34012Н.

Так как Q> $Q_{b,\min}$, требуется расчёт поперечной арматуры.

Вычисляем значение величин:

b'_f=b+3h'_f=17+3*5=32 см;

φ_f=0.75(b'_f-b) h'_f/ b h_0=0/75(32-17)5/(17*35.1)=0.094см<0.5;

q_{sw1}=$Q^2/\left[4\varphi_{b2}(1+\varphi_f)R_{bt}bh_0^2\right]$=$(82500)^2/\left[4\cdot 2(1+0.094)\cdot 95\cdot 17\cdot (35.1)^2\right]$=390.85н/см; (это значение и принимаем для дальнейших расчётов)

$S_{\max} = \varphi_{b4}(1+\varphi_f)\, R_{bt} bh_0^2$ /Q=1.5(1+0.094)$\cdot 95\cdot 17\cdot (35.1)^2/82500$ =39.6см

(учитывая рекомендации прил.4.2, принимаем S_1=15см, S_2=30см).

Площадь одного поперечного стержня:

a_{sw}=$q_{sw}S_1$/($R_{sw}n_{sw}$)=530$\cdot$15/(28500 $\cdot$2)=0.139см^2.

Принимаем 1∅6Alll, $a_{sw,fact}$=0.283см^2. Поскольку принятый диаметр не меньше, чем указанный во второй строке прил.п.4.2 опасности пережога поперечных стержней при изготовлении каркасов нет.

2.1.8. Расчёт по прочности на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе(п.3.30[20])

Определяем рабочую высоту сечения, требуемую для обеспечения прочности h $_0$= $Q/\left[0.3(1-0.0001R_b)R_b b\right]$=82500/$\left[0.3(1-0.0001\cdot 1300)1300\cdot 17\right]$=14.3см.

Полученное значение почти в три раза меньше фактического. Следовательно, прочность продольных рёбер по сжатой полосе обеспечена даже без учёта поперечной арматуры.

2.1.9. Построение эпюры материалов (арматуры)

Эпюру материалов рассчитываем с целью получения экономии арматуры за счет возможного обрыва в каркасах стержней второго ряда: пролете допускается обрывать не более 50% расчетной площади сечения стержней, вычисленных по максимальному

значению момента при этом, в каждом плоском каркасе за грань опоры должно быть заведено не менее одного продольного стержня (см.рис.2.2,а). Эпюра материалов строится на эпюре моментов, ординаты которой вычисляются по табл. 2.2 и откладываются на чертеже (рис 2.2,б).

Таблица 2.2

Изгибающие моменты в сечениях продольных ребер панели

Точки	Коэффициент β	Множитель $q' \cdot l^2 кН \cdot м$	Изгибающий момент $M = \beta \cdot q' \cdot l_0^2, кН \cdot м$
1;9	0,45	$28{,}1 \cdot 5{,}87^2 = 968{,}24$	43,6
2;8	0,080	то же	77,46
3;7	0,105	то же	101,7
4;6	0,12	то же	116,2
5	0,125	то же	121,03

Согласно выполненного в п.2.1.6. расчёта, в продольных рёбрах устанавливаем 2⌀ 18Alll(A 400) с площадью A_s=10,18см^2. Таким образом, в каждом каркасе за грань опоры заводим по одному диаметру 18Alll(A 400) и обрываем по аналогичному диаметру. Площадь стержней, обрываемых в пролёте, A_{s1} составляет 5,09см^2

Вычисляем несущую способность сечения А-А(рис. 2.2,б). Высота сжатой зоны бетона

$X_1 = \frac{R_s \cdot A_{s1}}{R_b \cdot b`_f} = \frac{36500 \cdot 5.09}{1300 \cdot 115}$ =1.24см.

Момент воспринимаем сечением А-А с арматурой 2⌀18Alll(A 400).

$M^{сеч}_{A-A}$=$R_s \cdot A_s$(h_{0_1}-0.5x_1)=$36500 \cdot 5.09(37 - 0.5 \cdot 1.24)$=6759000 Н·см=67,6 кн·м,

где h_0=h-a=40-3=37см,

$a_1 = a_в + 0.5dS_1$=20+0.5$\cdot$18 =29мм, принято, а=3см.

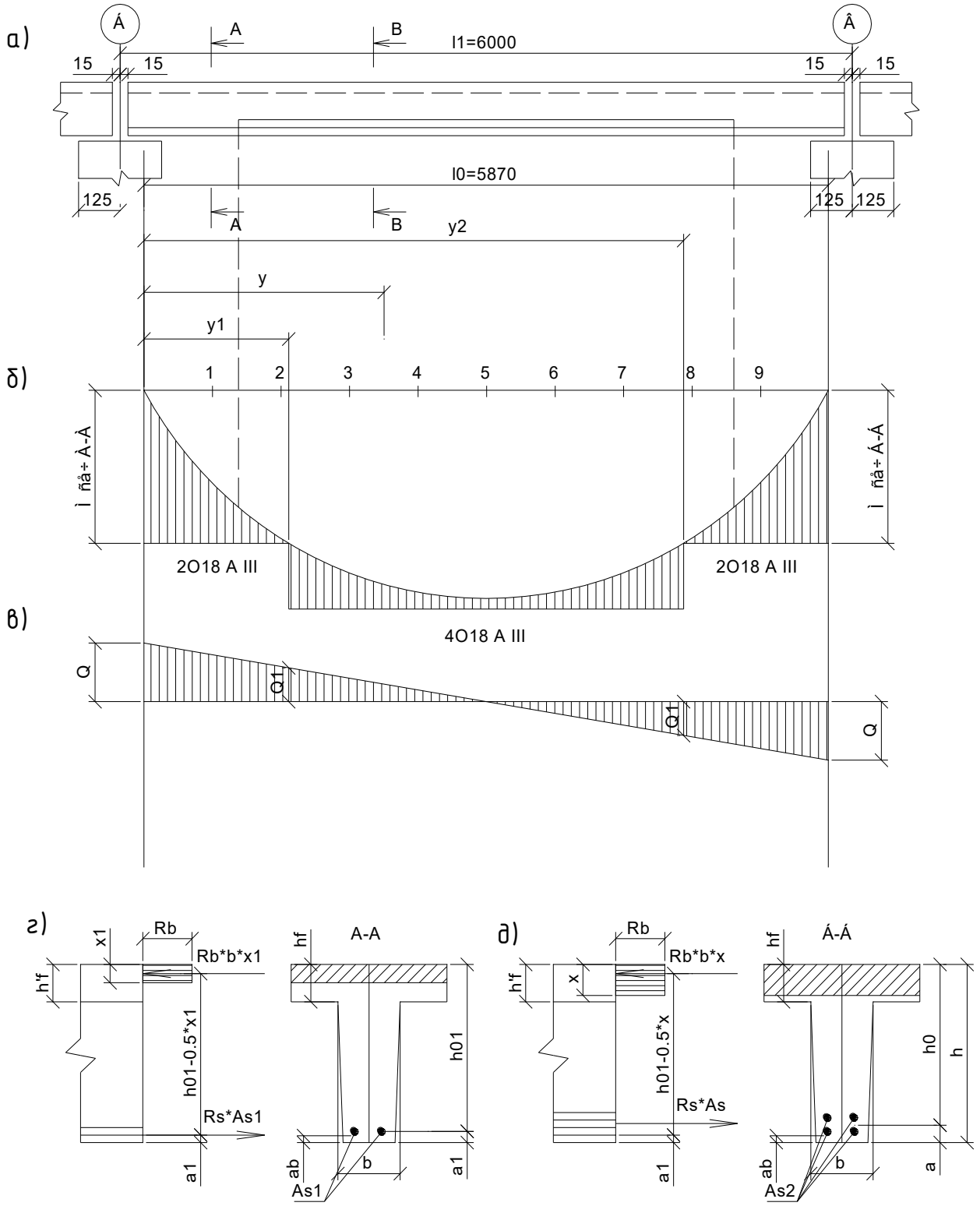


Рис. 2.2 К построению эпюры материалов:
а – фасад ребра плиты (хомуты и монтажная арматура условно не показаны); б – эпюра изгибающих моментов и эпюра материалов; в – эпюра поперечных сил; г,д – поперечные сечения элемента, схемы внутренних усилий и эпюры напряжений

Это значение откладываем вниз от горизонтальной линии эпюры изгибающих моментов и проводим параллельно ей отрезок прямой (см. рис.2.2,б). Последний пересекается с кривой эпюры изгибающих моментов в двух местах. Эти места называют местами теоретического обрыва стержней. Из точек теоретического обрыва стержней проводим вниз короткие вертикальные линии. На участке между этими линиями изгибающий момент в любом нормальном сечении больше несущей способности сечения А-А. Следовательно, нужно включить в работу стержни верхнего ряда. Вычисляем расчётную несущую способность в сечении Б-Б:

$$X=\frac{36500\ \cdot 10.18}{1300\ \cdot 115}=2.48\text{см.}$$

$M_{Б-Б}^{сеч} = 36500\ \cdot 10{,}18(35{,}1 - 0{,}5 \cdot 2{,}48) = 12581360\ \ Нсм = 125{,}8кНм$,

где $a = a_b + 0{,}5 \cdot d_{S_1} + \frac{v_1}{2} = 2 + 0{,}5 \cdot 18 + 0{,}5 \cdot 4 = 49\,см$

Это численное значение откладываем вниз от горизонтальной линии эпюры изгибающих моментов и проводим параллельно ей отрезок прямой. Фигура, включающая в себя эпюру изгибающих моментов и все то, что заштриховано (рис.2.2,б) называется эпюрой материалов.

Для того, чтобы оборванные стержни работали в местах теоретического обрыва с полным расчетным сопротивлением, их продолжают в каждую сторону либо на величину W, либо на l_{an} (принимается наибольшее значение). Таким образом, длина стержней верхнего ряда равна расстоянию между точками теоретического обрыва плюс 2W или $2l_{an}$.

Длину запуска стержней за точку теоретического обрыва, обеспечивающую прочность наклонного сечения по моменту, вычисляем по формуле:

$$W = \frac{Q_1}{2q_{sw}} + 5d\ ,$$

где Q_1 - поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, Н;

q_{sw} - усилие, воспринимаемое принятыми хомутами, Н/см;

d - диаметр обрываемого стержня, см.

Расстояние от оси опоры до места теоретического обрыва представляет собой абсциссу точки пересечения прямой

$M_{А-А}^{сеч} = 67{,}6кНм$ с параболой $M_y = 0{,}5q'lY - 0{,}5q'Y^2$.

Принимаем $M_y = M_{A-A}^{сеч}$ и приводим уравнение к общему виду:

$$Y^2 - lY + \frac{M_{A-A}^{сеч}}{0{,}5q'} = 0, \qquad Y^2 - 5{,}87 * Y + \frac{67{,}6}{0{,}5 * 28{,}1} = 0 \text{ или } Y^2 - 5{,}87 * Y + 4{,}81 = 0;$$

$$Y_1 = \frac{5{,}87}{2} - \sqrt{\left(\frac{5{,}87}{2}\right)^2 - 4{,}81} = 0{,}985\,м$$ принимаем Y_1=1.0м;

$$Y_2 = \frac{5{,}87}{2} + \sqrt{\left(\frac{5{,}87}{2}\right)^2 - 4{,}81} = 4{,}885\,м;$$ принимаем Y_2=4,9м (см. рис.2.2,б).

Поперечную силу вместе с теоретического обрыва определяем из подобия треугольников по эпюре поперечных сил (рис. 2.2,в):

$$Q_1 = \frac{Q}{0{,}5l}(0{,}5l - Y_1) = \frac{82{,}5}{0{,}5 * 5{,}87}(0{,}5 * 5{,}87 - 1{,}0) = 54{,}4\,кН.$$

Усилие в хомутах на единицу длины ригеля

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} * A_{sw}}{S_1} = \frac{17500 * 2 * 0{,}283}{15} = 665\,Н/см;$$

Длина заделки: $W = \frac{54400}{2 * 665} + 5 * 1{,}8 = 49{,}9\,см$.

Длина заделки должна быть не менее длины зоны анкеровки l_{an}, не менее 20d и не менее 250 мм (п.5.14[6]),

где: $l_{an} = \left(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}\right)d = \left(0{,}7\frac{36500}{1450} + 11\right)d = 31{,}1d = 31{,}1 * 1{,}8 = 56\,см$

здесь R_b принимается при $\gamma_{b2} = 1{,}0$. Так как длина зоны анкеровки l_{an}=31.1 d > W =49.9см >20 d и больше чем 250 мм, то принимаем $W = l_{an} = 56$ см.

Таким образом, длина стержней верхнего ряда

$l - 2Y_1 + 2W = 5.87 - 2 \cdot 1.0 + 2 \cdot 0.56 = 4.99$ м

2.1.10. Проверка анкеровки продольной растянутой арматуры на опоре

Проверка анкеровки производится с целью исключить возможность проскальзывания арматуры в бетоне. Анкеровка считается обеспеченной, если фактический запуск стержней продольной растянутой арматуры за грань опоры равен или больше значений, указанных в п.5.15[6], п.5.46[20].

Решение. Так как Q$\succ \varphi_{b3}R_{bt}bh_0$ (см. п.2.1.8), то длина запуска стержней за внутреннюю грань опоры должна быть не менее 10d=10*1,8=18 см. В действительности стержни

заведены за грань опоры на 12,5-1=11,5 см, где 1 см – расстояние от плиты до торца стержня, следовательно, анкеровка силами сцеплениями не обеспечена. Необходима помощь анкерного устройства. По этой причине концы стержней должны быть приварены к надежно заанкеренным опорным закладным деталям.

2.1.11. Статический расчет полки плиты

Поскольку расстояние между поперечными ребрами более чем в три раза превышает расстояния между продольными ребрами (см. рис.2.1,а), полку рассчитываем как балочную плиту. Перпендикулярно продольным ребрам мысленно вырезаем полосу шириной 1 м (см. рис.2.1,в) и по табл. 2.3 вычисляем нагрузки, действующие на 1 погонный метр этой полосы.

Таблица 2.3

Подсчет нагрузок на 1 пог.м полки плиты

Нагрузка	Нормативная нагрузка 1 $м^2$ полки плиты, кН/$м^2$	Коэффициенты		Ширина полосы, м	Расчетная нагрузка на 1 пог.м полосы, кН/$м^2$
		γ_f	γ_n		
Постоянные: 1. Собственный вес засыпки грунтом гидроизоляции и стяжки	17,65	Перем.	0,95	1,0	19,4 (табл. 2.1)
2. Собственный вес полки плиты $g_n = 1 \cdot 1 \cdot h_f \cdot \rho$	$1 \cdot 1 \cdot 0{,}05 \cdot 25 = 1{,}25$	1,1	0,95	1,0	
				Итого:	$g = 20{,}6$
				Итого:	$g' = 20{,}6$
Временная снеговая	0,86	1,4	0,95	1,0	$\upsilon_s' = 1.14$
	Всего:	-	-	1,0	$q' = 21{,}74$

Расчетная схема полки плиты и эпюра изгибающих моментов от действия погонной нагрузки q′ приведены на рис.2.1,г

Пролетный момент

$$M_{пр} = ql_0^2 / 11 = 21{,}74 \cdot (0{,}95)^2 / 11 = 1{,}78 кН \cdot м = 178400\ Н \cdot см.$$

Значение опорного момента определяем из условия, что полусумма опорных моментов плюс пролетный момент – величина постоянная, равная моменту в однопролетной свободно опертой балке:

$$M_{пр} = q'l^2 / 8 - q'l^2 / 11 = 3q'l^2 / 88 = 3 \cdot 21{,}74 \cdot (0{,}95)^2 / 88 = 0{,}67 к \cdot Нм = 67000\ Н \cdot см.$$

Поперечная сила Q $= q'l / 2 = 21{,}74 \cdot 0{,}95 / 2 = 10{,}33 кН = 10330\ Н$.

2.1.12. Подбор продольной арматуры плиты полки

Расчетное сечение представляет собой прямоугольник шириной b=100 см и высотой $h = h_f = 5$ см. Подбор арматуры выполняем по формулам для прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Полку армируем сварными сетками из арматурной проволоки класса B_pI (В500) (табл. П.4.3).

Площадь сечения пролетной арматуры: $h_0 = h - a = 5 - 1{,}5 = 3{,}5$ см;

$\alpha_m = M_{пр} / R_b b h_0^2 = 178400 / (1300 \cdot 100 \cdot 3{,}5^2) = 0{,}112$, $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}112} = 0{,}119$;

$A_s = \xi (R_b / R_s) b h_0 = 0{,}119 \cdot (1300 / 36000) \cdot 100 \cdot 3{,}5 = 1{,}5 см^2$.

Площадь сечения опорной арматуры

$\alpha_m = M_{оп} / R_b b h_0 = 67000 / (1300 \cdot 100 \cdot (3{,}5)^2) = 0{,}042$; $\xi_2 = 0{,}043$;

$A_s = \xi (R_b / R_s) b h_0 = 0{,}043 \cdot (1300 / 36000) \cdot 100 \cdot 3{,}5 = 0{,}542 см^2$;

$A_{s,\min} = 0{,}0005 \cdot 100 \cdot 3{,}5 = 0{,}175 см^2$.

В качестве пролетной арматуры принимаем сетку С1. Ее условное обозначение 125/350/5/3. Первое число – шаг рабочих стержней, второе – шаг распределительных. Первая цифра – диаметр стержней рабочей арматуры, второе – диаметр стержней распределительной арматуры. Суммарная площадь рабочих стержней по табл.2.4 составляет $A_{s,fack} = 1{,}57 см^2$.

В качестве опорной арматуры принимаем две сетки С2 (125/125/3/3). Суммарная площадь рабочих стержней этой сетки по табл.2.4 – составляет $A_{s,fack} = 0{,}57 см^2$. Шаг и диаметр стержней сетки подобранны по табл.2.4, однако шаг распределительных стержней нами существенно уменьшен, так как ширина полки очень незначительна.

Таблица 2.4

Площадь сечения продольной растянутой арматуры на 1 м ширины плиты, $см^2$

Число стержней на 1 м ширины плиты, шт.	Шаг стержней, мм	Площадь сечения арматуры, $см^2$, при диаметре стержней, мм		
		3	4	5
10	100	0,71	1,26	1,97
8	125	0,57	1,01	1,57
7	150	0,49	0,88	1,37
5	200	0,35	0,63	0,98

Примечания:

1.Диаметр стержней распределительной арматуры составляет 3 мм; шаг распределительной арматуры равен 400 мм, если диаметр рабочих стержней 3 и 4 мм, и шаг равен 350 мм – при диаметре рабочих стержней 5 мм.

2.Расчетное сопротивление R_s проволок диаметром 3,4 и 5 мм составляет 375, 365 и 360 МПа соответственно.

3.Расчетное сопротивление для арматуры класса В500 R_s =415 МПа

В качестве сетки С – 1 принимаем рулонную сетку шириной 1100 мм с поперечной рабочей арматурой, расположенной с шагом 125 мм и раскатываем вдоль длинной стороны.

Сетка С – 2 такая с поперечной арматурой, имеет ширину 550 мм, и перегибает на продольном ребре. В пролете плиты сетку запускаем на длину $l \geq 0{,}25 l_n$ или на 350 мм, остальная часть ширины загибается в ребро – 200 мм.

Примечание. Торцевое поперечное ребро армируем конструктивно, принимая в качестве продольной и поперечной арматуры стержни диаметром 6 мм класса А – I (А240). Шаг стержней поперечной арматуры – 150 мм.

Приложение 1

Справочные материалы

Таблица П.1.1

Собственный вес отдельных конструкций покрытий и перекрытий

№ п/п	Наименование конструкции	Масса $кН/м^2$
1	Кровля из рулонных материалов (трёх слойная)	0,15
2	Асфальтовая стяжка толщиной $\delta = 20\,мм$	0,35
3	Утеплитель (пенобетон) толщиной $\delta = 100\,мм$	0,40
4	Обмазочная пароизоляция или пленка «Изоспам»	0,05
5	Ребристые плиты покрытий: • размером $3{,}0 \times 6$ м • размером $1{,}5 \times 6$ м • размером 3×12 м	 1,5 1,75 1,95
6	Несущие ребристые плиты перекрытия	2,75
7	Пустотные плиты перекрытий	3,0
8	Балки стропильные двухскатные преднапряженные при шаге колонн 6,0 м: • пролетом 12 м • пролетом 18 м • пролетом 21 м	 41 91 120

Нагрузка от снегового покрова

Таблица П.1.2

Снеговой район	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.
Расчетное значение веса снегового покрова S_0 $кН/м^2$	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

Приложение 2

Основные сведения о бетонах.

Расчетные значения сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt}, МПа

Таблица П.2.1.

Вид сопротивления	Коэффициент γ_{b1}	Класс бетона по прочности на сжатия										
		B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатия осевое, R_b	0,9	5,4	7,7	10,5	13,0	15,5	17,5	20,0	22,5	25,0	27,0	29,5
	1,0	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжения осевое, R_{bt}	0,9	0,51	0,67	0,80	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35	1,45	1,50	1,60
	1,0	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \bullet 10^{-3}$, МПа.

Таблица П.2.2

Класс бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Приложение 3

Основные сведения об арматуре

Таблица П.3.1

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, $см^2$, при числе стержней									Масса кг/м	Прокатываемые диаметры арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А240 А400 А500	А300	А540	В500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	-	-	-	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,092	-	-	-	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	-	-	-	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	-	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	-	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	-	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	-	-
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466	+	+	+	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,840	+	+	+	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	+	+	+	-
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	+	+	+	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+	-
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	+	-

Примечание: знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Таблица П.3.2

Прочностные характеристики на напрягаемой арматуры

Класс арматуры	Расчет сопротивления для предельных состояний первой группы, Мпа		
	растяжению		сжатию
	продольной R_s	поперечной R_{sw}	R_{sc}
А240 (А- I)	215 (225)	170 (175)	251 (225)
А300 (А-II)	270 (280)	215 (225)	270 (280)
А400 (А-III)	355 (365)	285 (290)	355 (365)
А500 (-)	435 (-)	300 (-)	435 [400] (-)
В500 (B_p = I, d=5мм)	415 (360(	300 (260)	415 [360] (360)

Примечание. Значение R_{sc} в квадратных скобках используют только при расчетах на кратковременное действие нагрузки.

Холоднодеформированная арматура периодического профиля класса В500 изготавливается номинальным диаметром 3 – 12 мм

Приложение 4

Данные для проектирования

Таблица П.4.1

Значения величин ξ и α_m для расчета прочности нормальных сечений

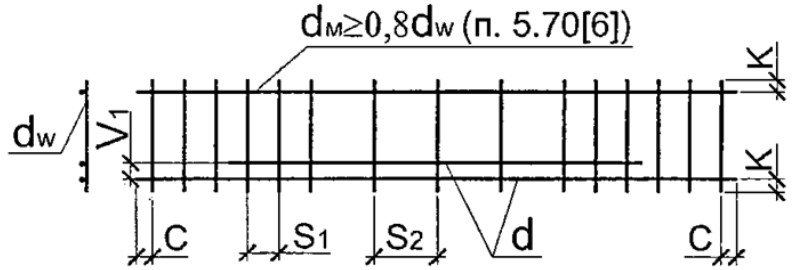
ξ	α_m	ξ	α_m	ξ	α_m	ξ	α_m
0,01	0,01	0,13	0,122	0,26	0,226	0,38	0,308
0,02	0,02	0,14	0,13	0,27	0,234	0,39	0,314
0,03	0,03	0,15	0,139	0,28	0,241	0,40	0,32
0,04	0,039	0,16	0,147	0,29	0,243	0,41	0,326
0,05	0,049	0,17	0,156	0,30	0,255	0,42	0,332
0,06	0,058	0,18	0,164	0,31	0,262	0,43	0,338
0,07	0,068	0,19	0,172	0,32	0,269	0,44	0,343
0,08	0,077	0,20	0,180	0,33	0,276	0,45	0,349
0,09	0,086	0,21	0,188	0,34	0,282	0,46	0,354
0,10	0,095	0,22	0,196	0,35	0,289	0,48	0,365
0,11	0,104	0,24	0,211	0,36	0,295	0,49	0,370
0,12	0,113	0,25	0,219	0,37	0,302	0,50	0,375

$\xi = x/h_0$; $\alpha_m = \xi(1-0{,}5\xi)$; $\xi = 1-\sqrt{1-2\alpha_m}$;

Таблица П.4.2

Данные для конструирования сварных каркасов

1.Диаметр рабочих стержней d, мм	3;4;5	6	8,10	12	14,16	18	20	22	25	28	32	36,40
2.Наименьший диаметр распределительной (или поперечной) арматуры d_w, мм	3	3	3	4	5	6	6	8	8	10	10	12
3.Наименьший шаг поперечных стержней S_{min}, мм	50	50	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
4.Наименьший шаг продольных стержней V_1,мм	—	30	30	40	40	40	50	50	50	60	70	80



Если поперечная арматура требуется по расчету

$$S_1 \begin{cases} \le h_0/2 \\ \le 300 \text{ мм} \\ \le S_{max} \end{cases}$$

Если поперечная арматура по расчету не требуется

$$S_2 \begin{cases} \le 0{,}75h_0 \\ \le 500 \text{ мм} \end{cases}$$

Примечания: 1.Расстояния С и К откладывают от оси соответствующего крайнего стержня. Их значения принимают не менее 20 мм и не менее диаметра выступающего стержня. 2. В каркасе допускается не более двух шагов поперечных стержней (хомутов). Оба должны быть кратны 50 мм. Все поперечные стержни должны быть одного диаметра.

Данные для конструирования сварных сеток

Таблица П.4.3

Площадь поперечного сечения стержней продольно растянутой рабочей арматуры на 1 м ширины сеток, $см^2$

Число стержней на 1пог.м шт	Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм						
		5	6	8	10	12	14	16
10	100	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
8	125	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
7	150	1,31	1,89	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
5	200	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05

Таблица П.4.4

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры сеток

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
5	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{250}$	$\frac{6}{300}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{300}$
16	$\frac{8}{250}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$
18	$\frac{10}{300}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{8}{350}$
Примечание. Над чертой указан диаметр стержней распределительной арматуры, а под чертой – шаг стержней				

Приложения 5

Перечень литературы и примеры расчета строительных конструкций

Таблица П.5.1

Конструкции системы Водоснабжения и водоотведения

№ п/п	Литература	Наименование конструкции					Примечание
		Ребристые плиты перекрытия (покрытия)	Ригель перекрытия (покрытия)	Стена прямоугольного резервуара	Стена цилиндрического резервуара	Трубы	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Аксенов Б.Г.Методические указания к комплексному курсовому проекту по дисциплине «Архитектура и строительные конструкции зданий и сооружений (раздел Архитектура железобетонные конструкции) для студентов дневного и заочного обучения специальности 290888 «Водоснабжение и водоотведения		Сборный разборной ригель с.4 - 17	Сборная стена сплошного сечения подземного резервуара прямоугольного сечения в плане высотой 4,8 м с.17 – 20 с.29 - 33	Монолитная стена открытого цилиндрического резервуара высотой 4,0 м с.20 – 22; С.33 – 36		Подробный расчет и конструирования
2	Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкции. М.:СИ, 1989 (М.: ТехИздат В двух частях, 2007, 2008)	Сборная плита перекрытия $1{,}2\times6$ м С.196 – 214					Расчет и конструирование
3	Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Веселев Ю.А. Строительные конструкции: (учебное пособие). Ростов-на-Дону: Феникс 2004, 2008.					Преднапряженная ж/б труба диаметром 1,2 м с.252 - 254	Расчет

Таблица п.5.2

Монолитные конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий

№ п/п	Литература	Наименование конструкций			Примечание
		Ребристые перекрытия с балочными плитами	Ребристые перекрытия с плитами опертыми по контуру	Колонна и фундамента	
1	2	3	4	5	6
1	Аксенов Б.Г., Аксенов Н.Б. Железобетонные перекрытия (примеры расчета и конструирования): учебное пособие. Ростов н/Д, 1996	Балочная плита второстепенная и главная балки в зданиях с неполным каркасом с. 6-120			Подробный расчет конструкций
2	Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. М.: ВШ, 2006	Плита и второстепенная балка (расчет) с. 6-19		• Монолитный ленточный фундамент под рядом колонн с. 120-128 • Монолитный фундамент под отдельную колонну с. 128-132 • Монолитная фундаментная безбалочная плита с подколонниками с. 132-138	Расчет и элементы конструирования
3	Мандриков А.П примеры расчета железобетонных конструкций . М.:СИ,1989(М.:ТехИздат. В двух частях,2007,2008)		Элементы перекрытия с плитами опертыми по контуру. с.235-252	• Центрально нагруженный фундамент под колонну. С.289-293 • Внецентренно нагруженный фундамент под колонну. С.319-329	Подробный расчет и конструирование

Таблица П.5.3

Сборные конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий

№ п/п	Литература	Наименование конструкций				Примечание
		Плиты перекрытия и покрытия		Колонны и фундаменты	Лестничный марш и площадка	
		пустотные	ребристые			
1	2	3	4	5	6	7
1	Аксенов Б.Г, Аксенов.Н.Б. Железобетонные перекрытия(примеры расчета и конструирования):учебное пособие.Ростов-на-Дону,1996		Доборная ребристая плита перекрытия., 0.75х6м	•Колонна среднего ряда,стык колонн и ригеля с колонной. с.141-156 •Фундамент стаканного типа с. 156-165		Расчет и конструирование
2	Бойков В.Н , Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: общий курс. М.:СИ,1985	Преднапряженная плита с круглыми пустотами 2,2х6м с.655-661	Преднапряженная плита 1.4х4м. с.647-655	Расчет и конструирование колонн и фундаментов. с.667-674		Расчет и элементы конструирования
3	Бондаренко В.М., Римшин В.И, Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций.М.:ВШ,2006	• Преднапряженная плита с круглыми пустотами, 0.265*1.2*9м с.145-161 • Преднапряженная плита с вертикальными пустотами, 0.36*1.2*12м с.161-175 • Преднапряженная плита с овальными пустотами, 0.22*1.2*5.9м, с.174-187 • Преднапряженная плита с круглыми пустотами, .22*1.6*6.0м, с.187-198	Ребристая преднапряженная плита перекрытия, 3х5.6м , С.20-36	• Расчет колонн рамы,с.71-78 • Расчет колонн безбалочных перекрытий, с.91-100 • Ленточный фундамент под несущие стены, с.112-116		

Продолжение таблицы П.5.3

1	2	3	4	5	6	7
4	Мандриков А.П. примеры расчета железобетонных конструкций.М.:СИ.1989(М.: ТехИздат. В двух частях,2007,2008)	• Плита с круглыми пустотами,0.22*1.2*6.4м,с.172-182 • Плита преднапряженная с овальными пустотами, 0.22*1.2*6.4м, с.182-196	Ребристая плита ,1.2*6м, с.196-212	• Колонны многоэтажного здания, с.273-286 • Ленточный фундамент под колонны, С.329-333	Лестничный марш,1.35*3.52 м, и площадочная плита, 1.35*3.4м, с.263-269	Расчет и конструирование

Таблица П.5.4

Конструкции покрытия одноэтажных промышленных зданий

№ п/п	Литература	Наименование конструкций			Примечание
		Одно и двухскостные балки		Плиты перекрытия	
		двутавровые	решетчатые		
1	2	3	4	5	6
1	Бондаренко В.М,Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. М.:ВШ,2006	Преднапряженная балка с переменным уклоном пролетом ,L=24м, с.276-291		Ребристая преднапряженная плита 3*12м, с.229-243	Расчет и элементы конструкций
2	Проектирование железобетонных конструкций :справочное пособие/А.Б.Голышев [и др.] , Киев: Будівельник,1985и 1990	Двутавровая преднапряженная балка пролетом, L=18м, с.432-439		Ребристая преднапряженная плита 3*12м, с.421-432	Подробный расчет и конструирование
3	Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций М.:СИ. 1989(М.: ТехИздат. В двух частях,2007,2008)	Двухскостная балка покрытия,L=18м,с шагом 6м, с.360-380		Плита покрытия 3х6м в двух вариантах армирования, с.418-441	Подробный расчет и конструирование

Продолжение таблицы п.5.4

1	2	3	4	5	6
4	Маилян Р.Л. Маилян Д.Р. Веселев Ю.А. Строительные конструкции . Ростов-на-Дону:Феникс, 2004, 2008	Однокостная балка таврового профиля, L=8.4, с.242-249 с.261-263 с.284-289			Подробный расчет по двум группам предварительных состояний
5	Коробкин А.П., Чубаров В.Е. Методические указания по выполнению курсового и дипломного проектирования для студентов дневного и заочного отделения по специальности 270102 “Промышленное и гражданское строительство”. Ростов-на-Дону,2009	Двухскостная балка покрытия,L=18м с шагом 6м, с.18-28		Плита покрытия 3х6м, с.3-9	Подробный расчет
6	Щуцкий В.Л. Расчет и проектирование несущих конструкций промышленного здания: учебное пособие. Ростов-на-Дону: РГСУ, 2010		Двухскостная решетчатая балка,L=18м , с.24-43		Подробный расчет и конструирование

Приложение 6

Учебно-методические материалы по строительным конструкциям

6.1. Список нормативной литературы

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры– М.: ФГУП ЦПП, 2004.

3. СП 52-102-2004. Предварительно напряженный железобетонные конструкции М.: ФГУП ЦПП, 2005.

4. СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2004.

5. СНиП 2.01.07 – 85*. Нагрузки и воздействия – М.: ГУП ЦПП, 2003.

6. СНиП 2.03.01 – 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1989.

6.2 Список основной, методической и дополнительной литературы

6.2.1. Основная литература

7. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О. Железобетонные и каменные конструкции. М.: Высшая школа, 2004.

8. Маилян Л.Р., Маилян Д.Р., Веселев Ю.А. Строительные конструкции. – Ростов- на- Дону: Феникс, 2004, 2008.

9. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. – М.: Высшая школа, 2006.

10. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1991.

11. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. М.: Высшая школа, 1987.

12. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций. М.: Высшая школа, 1989.

13. Зайцев Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления. М.: Высшая школа, 1997.

6.2.2. Учебные пособия и методические указания

14. Аксенов Н.Б., Маилян Д.Р., Аксенов В.Н. Расчет железобетонных конструкций по новым нормам. Часть 1. Расчет по прочности: учебное пособие. Ростов-на- Дону: РГСУ, 2010.

15. Аксенов Б.Г., Аксенов Н.Б. Железобетонные перекрытия: учебное пособие. Ростов- на-Дону: РГСУ: 1996.

16. Аксенов Н.Б., Аксенов В.Н. Методическое указания по выполнению курсового проекта №1 для студентов специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство» (примеры расчета). Часть 1. Ростов-на-Дону: РГСУ: 2009.

17. Коробкин А.П., Чубаров В.Е. Методическое указания по выполнению курсового проекта №2 по железобетонным конструкциям (для студентов специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство»). Ростов-на-Дону: РГСУ, 2005.

6.2.3. Дополнительная литература

18. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.

19. Пособие по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СП 52-102-2004). М.: ФГУП ЦПП, 2006.

20. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. М., 1986.

21. Пособие по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Части 1, 2. М.:1990.