

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

ДОНБАССКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

КАФЕДРА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта №2 по дисциплине

“Железобетонные и каменные конструкции”

(для студентов специальности 7.092101 – Промышленное и гражданское строительство)

УТВЕРЖДЕНО

на заседании кафедры

“Железобетонные конструкции”

“ 19 ” января 2006 г.

Методические указания к выполнению курсового проекта №2 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» (для студентов специальности 7.092101 - ПГС) /Сост.: Т.Н. Виноградова, О.Э. Брыжатый. - Макеевка, ДонНАСА, 2006г. – 51 с.

Приведены алгоритмы расчета сечений основных железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с крановыми нагрузками, указания по составлению пояснительной записки и оформлению графической части курсового проекта, список рекомендуемой литературы.

Проект должен быть выполнен в соответствии с действующими нормами проектирования железобетонных конструкций СНиП 2.03.01-84. Исходные данные для проектирования приведены в индивидуальном задании на курсовой проект.

Составители:

Т.Н. Виноградова,
О.Э. Брыжатый.

Рецензент:

В.И. Корсун.

1. СОСТАВ И ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1.1. Курсовой проект включает следующие этапы:

- а) выбор конструктивного решения поперечной рамы здания на основе технико-экономического сравнения двух вариантов шага рам – 6 и 12 м;
- б) статический расчет поперечной рамы цеха;
- в) расчет и конструирование несущих железобетонных конструкций каркаса;
- г) составление расчетно-пояснительной записки;
- д) разработка рабочих чертежей рассчитанных конструкций: преднапряженной плиты покрытия, колонны, фундамента под колонну.

Объем пояснительной записки – 45 ÷ 50 с.

Объем графической части – шесть листов формата А3.

1.2. Рекомендуемая последовательность выполнения проекта:

- компоновка поперечной рамы и технико - экономическое сравнение вариантов шага рам 6 и 12 м;
- статический расчет поперечной рамы;
- расчет и конструирование колонны крайнего ряда кранового пролета;
- расчет и конструирование фундамента под колонну крайнего ряда;
- расчет и конструирование плиты покрытия;
- расчет и конструирование стропильной конструкции.

Методические указания составлены в форме алгоритмов расчета сечений основных несущих железобетонных конструкций. Расчеты приведены в виде таблиц, в которых слева - алгоритм расчета, справа – пояснения к алгоритму со ссылками на расчетные схемы и литературу, приведенную в конце методических указаний.

По статическому расчету конструкций, в том числе и расчету рамы, приведены лишь общие рекомендации со ссылками на примеры в учебной литературе.

Конструирование рассчитанных несущих элементов здания следует выполнять в соответствии с рекомендациями [5, 6], а также пользуясь раздаточным материалом к проекту (копии графической части, эскизы рабочих чертежей), предоставляемым кафедрой.

2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ЗДАНИЯ

2.1. Компонировка поперечной рамы промздания

Компоновка рамы одноэтажного промздания выполняется согласно алгоритму, приведенному в табл. 2.1. При этом необходимо выполнить компоновку рамы по рис. 2.1 для двух значений шага поперечных рам: 6 м и 12 м.

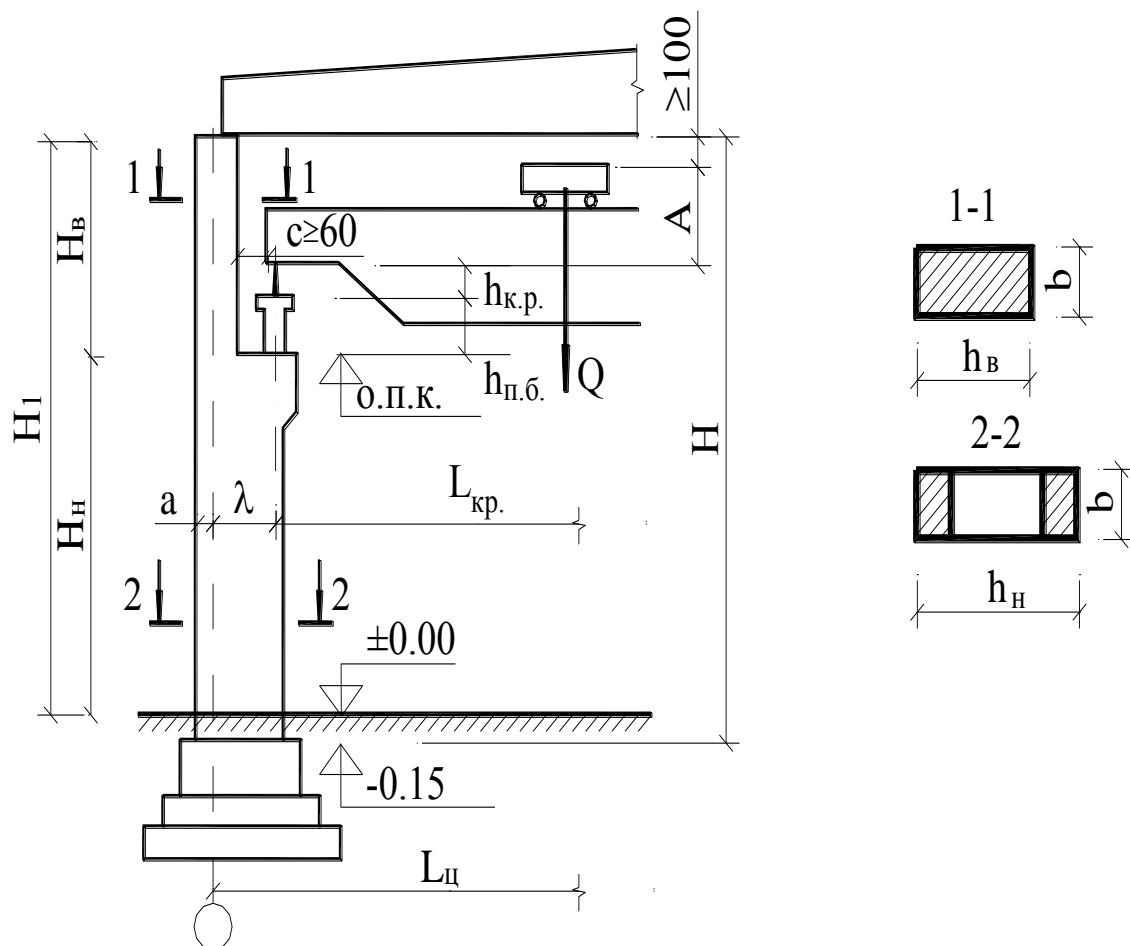


Рис. 2.1. Схема поперечной рамы:

- $L_{ц}$ – пролет цеха;
- $L_{кр}$ – пролет крана;
- A – габарит крана (см. [4, 8, 12] либо табл. А.1 прил. А настоящих методуказаний);
- О.П.К. – отметка подкрановой консоли;
- $h_{кр.р.}$ – высота кранового рельса (см. табл. А.2 прил. А настоящих методуказаний)
- a – привязка разбивочной оси к наружной грани колонны;
- «-0,15» – отметка верхнего обреза фундамента;
- $h_{п.б.}$ – высота подкрановой балки;
- Q – грузоподъемность крана;
- $\lambda = 750 \text{ мм}$ – привязка оси подкрановой балки к разбивочной оси ряда колонн.

Компоновка поперечной рамы

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1.	Назначить шаг поперечных рам S .	Принимать последовательно два значения S : 6 и 12 м. Для каждого из этих значений S выполнить компоновку рамы по п. 2÷6 табл. 2.1.
2.	Назначить высоту подкрановой балки $h_{п.б.}$	При длине подкрановой балки $L_{п.б.} = 6$ м принимать высоту $h_{п.б.} = 1000$ мм, при $L_{п.б.} = 12$ м – $h_{п.б.} = 1200$ мм.
3.	Определить высоту надкрановой $H_г$ и подкрановой $H_н$ частей колонны, полную высоту H_1, H .	См. схему поперечника здания (рис. 2.1). A – габарит крана по высоте (принимать по табл. А.1 прил. А).
4.	Назначить привязку "а" разбивочной оси ряда колонн.	Величину "а" назначать из следующих рекомендаций: 1. «Нулевая привязка» "а" = 0 (т.е. совмещение разбивочной оси с наружной гранью колонны) применяется: а) в зданиях без мостовых кранов; б) в зданиях с мостовыми ручными кранами; в) в зданиях с мостовыми электрическими кранами при $Q \leq 30$ т; при шаге колонны 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций $H_1 \leq 16,2$ м. 2. Привязка "а" = 250 мм – в остальных случаях ($Q > 30$ т, шаге колонн 12 м, $H_1 > 16,2$ м).
5.	Назначить высоту сечения надкрановой части колонны $h_г$.	При этом следует учитывать, что стропильная конструкция должна опираться непосредственно на торец колонны без устройства специальных консолей. Поэтому при привязке "а" = 0 для крайних колонн рамы принимать $h_г = 380$ мм; при привязке "а" = 250 мм $h_г = 600$ мм (чтобы обеспечить необходимый зазор до торца крана $c \geq 60$ мм – см. рис. 2.1).
6.	Определить необходимые размеры сечения $h_н$ и b для подкрановой части колонны, исходя из требований достаточной ее жесткости: $h_н \cong \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{14}\right) H_н,$ $b \cong \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) H_н.$	Окончательно размеры $h_н$ и b принимать равными ближайшим унифицированным размерам типовых колонн [4, табл. 6.21]. При этом учесть, что колонны могут быть со сплошной и двухветвевой подкрановой частью. Колонны <u>сплошного сечения</u> принимать в зданиях пролетом до 24 м с кранами $Q \leq 30$ т при высоте $H_1 \leq 10,8$ м, а также при $h_н \leq 900$ мм. При большем значении одного из этих параметров экономичнее применять <u>двухветвевые (сквозные) колонны</u> , у которых $h_н = 1 \div 1,9$ м [4, табл. 6.21]. При назначении размера $h_н$ обратить внимание на то, чтобы ось подкрановой балки проходила в пределах подкрановой части колонны (либо ветви при двухветвевых колоннах).

2.2. Техничко-экономическое сравнение вариантов

Целью технико-экономического сравнения вариантов является выбор наиболее экономичного конструктивного решения каркаса здания в зависимости от шага рам, а именно: при шаге рам 6 м либо 12 м. После назначения размеров железобетонных элементов рамы по табл. 2.1 следует подобрать марки типовых железобетонных конструкций по [6] для шага рам 6 м и 12 м и выписать соответствующий им расход бетона и арматуры.

В качестве стропильной конструкции рекомендуется принимать двускатные балки при пролете здания 12 м, сегментные фермы – при пролете 24 м, арки с затяжкой - при пролетах 30÷36 м. При пролете 18 м возможно применение двускатной балки либо сегментной фермы. В курсовом проекте при сравнении вариантов необходимо рассмотреть оба варианта стропильной конструкции пролетом 18 м и выбрать наиболее экономичный из них по расходу бетона и арматуры.

Выбор наиболее экономичного варианта рекомендуется производить по расходу материалов на секцию здания длиной 60 м. Результаты сравнения должны быть приведены в табл. 2.2.

К выполнению следующих разделов проекта переходят только после выбора наиболее экономичного варианта и утверждения принятого решения консультантом.

В случае, если шаг рам указан в задании на проект, сравнение вариантов должно быть выполнено также, однако для дальнейшей разработки в проекте следует принять шаг, указанный в задании, независимо от результатов сравнения.

Таблица 2.2

Таблица сравнения вариантов конструктивного решения поперечной рамы

№ п/п	Элемент рамы	Шаг рам 6 м						Шаг рам 12 м					
		Марка элемента	Количество элементов на ячейку плана*	Расход				Марка элемента	Количество элементов на ячейку плана*	Расход			
				бетона, м ³		стали, т				бетона, м ³		стали, т	
				На один элемент	На ячейку	На один элемент	На ячейку			На один элемент	На ячейку	На один элемент	На ячейку
1.	Плиты покрытия												
2.	Стропильные конструкции												
3.	Колонны												
4.	Подкрановые балки												
Итого на ячейку:		-	-	-		-		-	-	-		-	

* за ячейку плана в обоих вариантах следует принимать одинаковую часть плана, например, $L_{ц} \times 12$ м, где $L_{ц}$ – пролет цеха.

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

В одноэтажных промзданиях из сборного железобетона опирание стропильной конструкции (балки, фермы, арки) осуществляется сверху на оголовник колонны с приваркой металлических закладных деталей. В соответствии с таким конструктивным решением в статической расчетной схеме поперечной рамы промздания примыкание ригеля к стойке (колонне) принимается *шарнирное*. При этом стойки рамы имеют переменную жесткость по высоте, так как надкрановая и подкрановая части колонны имеют разные размеры сечений (см. рис. 3.1).

Статическому расчету рамы должен предшествовать *сбор нагрузок*. На раму промздания действуют следующие нагрузки:

1) постоянная:

а) от собственной массы покрытия (с учетом массы стропильной конструкции) - прикладывается к раме в верхнем сечении стойки с соответствующим эксцентриситетом в виде опорной реакции стропильной конструкции (см. рис. 3.2);

б) от массы подкрановой балки и рельса с креплениями - прикладывается в уровне крановой консоли по оси поперечного сечения подкрановой балки;

в) от массы колонны – может быть приложена в виде сосредоточенных сил в нижних сечениях надкрановой и подкрановой частей колонн (как масса соответствующей части) либо в виде распределенных нагрузок (как погонная масса соответствующих частей колонны);

г) нагрузка от стенового ограждения – определяется в зависимости от конструктивного решения стен (навесные, самонесущие, несущие); прикладывается в виде сосредоточенных сил в местах крепления стен к колонне с соответствующим эксцентриситетом (только для навесных стен). Допустимо приложить эти силы по геометрическим осям колонны;

2) снеговая на покрытии – прикладывается к раме аналогично нагрузке, указанной в п. 1-а);

3) вертикальное крановое давление D_{max} , D_{min} – определяется от двух сближенных кранов с использованием линий влияния опорной реакции двух смежных подкрановых балок, опертых на колонну (см. рис. 3.4); прикладывается нагрузка аналогично указанной в п. 1-б);

4) горизонтальная крановая нагрузка T_{non} от поперечного торможения тележки крана с грузом – определяется с использованием той же линии влияния, что и в предыдущем пункте; прикладывается нагрузка T_{non} к колонне в уровне верха подкрановой балки; технические характеристики крана (вертикальное давление на одно колесо крана, габариты и масса элементов крана) приведены в ГОСТе [8, 12] либо *табл. А.1 прил. А* (см. рис. 3.3, 3.4, 3.5);

5) нагрузка от ветра определяется с учетом района строительства по ДБН [13]. Ширина грузовой площади для ветровой нагрузки, приходящейся на одну раму, равна шагу рам. Для удобства статического расчета рамы фактическая *ступенчатая эпюра* давления ветра (обусловленная увеличением давления ветра каждые 10 м по высоте здания) может быть приведена к эквивалентной, *равномерно распределенной* по высоте колонны. При этом эквивалентная нагрузка должна создавать такой же момент в уровне защемления колонн (то есть у верхнего обреза фундамента), как и фактическая.

Ветровая нагрузка прикладывается к раме в виде: - распределенной от верхнего обреза фундамента до низа стропильной конструкции, и - сосредоточенной силы W в уровне верха стоек. Величину W определяют, как в консоли, загруженной ветровой нагрузкой в пределах высоты от низа стропильной конструкции до верхней точки покрытия (в коньке). Ветровая нагрузка должна прикладываться с наветренной стороны рамы (активное давление) и с подветренной (пассивное давление, отсос).

После определения нагрузок составляется *расчетная схема рамы*, на которой указываются все величины нагрузок и места их приложения (относительно оси стоек и по высоте рамы). Схемы загрузки рамы приведены на рис. 3.5.

Статический расчет рамы может быть выполнен любым методом строительной механики либо с применением ЭВМ. При использовании ЭВМ для статического расчета рамы студенту предлагается (в учебных целях) выполнить расчет на одно из воздействий «вручную» методами строительной механики либо с применением таблиц [3], [7].

Статический расчет рамы выполняется на каждое воздействие (постоянная нагрузка, снеговая и т.д.) отдельно.

Примеры расчета рамы на отдельные виды нагрузки и справочные таблицы для расчета рам приведены в [3], [7], [8].

После статического расчета рамы следует составить *таблицу сочетаний усилий* M , N , Q в расчетных сечениях колонны. В каждом сечении колонны из шести комбинаций усилий следует выбрать три для последующего расчета по ним арматуры. Пример составления таблицы сочетаний усилий приведен в [3, с. 706÷714], [7], [8].

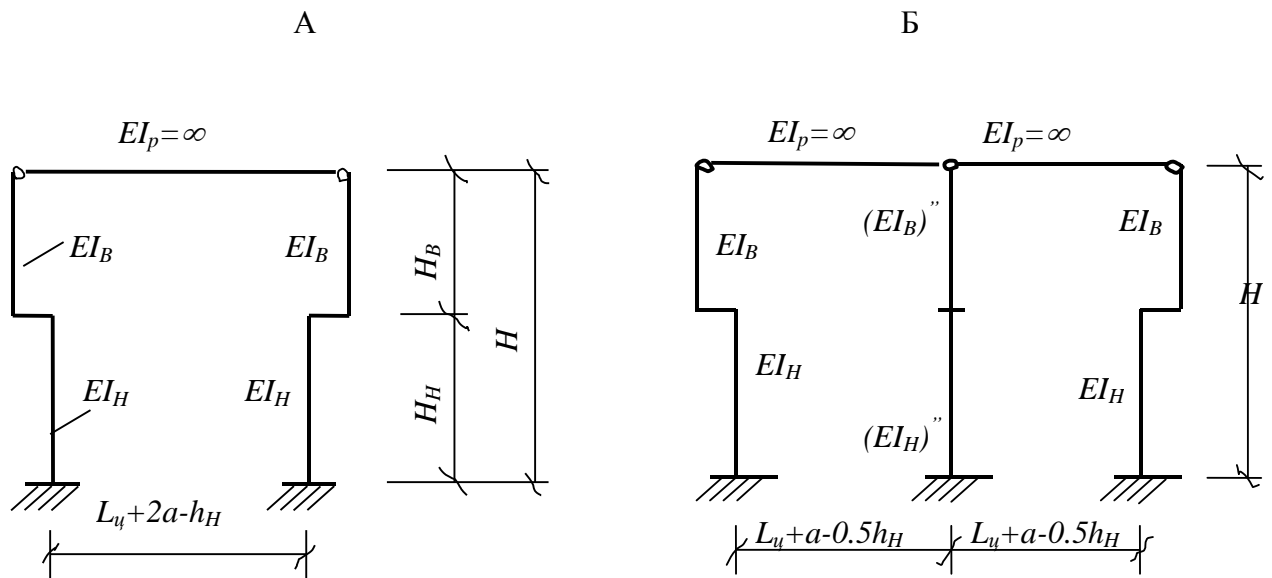


Рис. 3.1. Статическая расчетная схема рамы промздания:

А – для однопролетного здания;

Б – для двухпролетного здания.

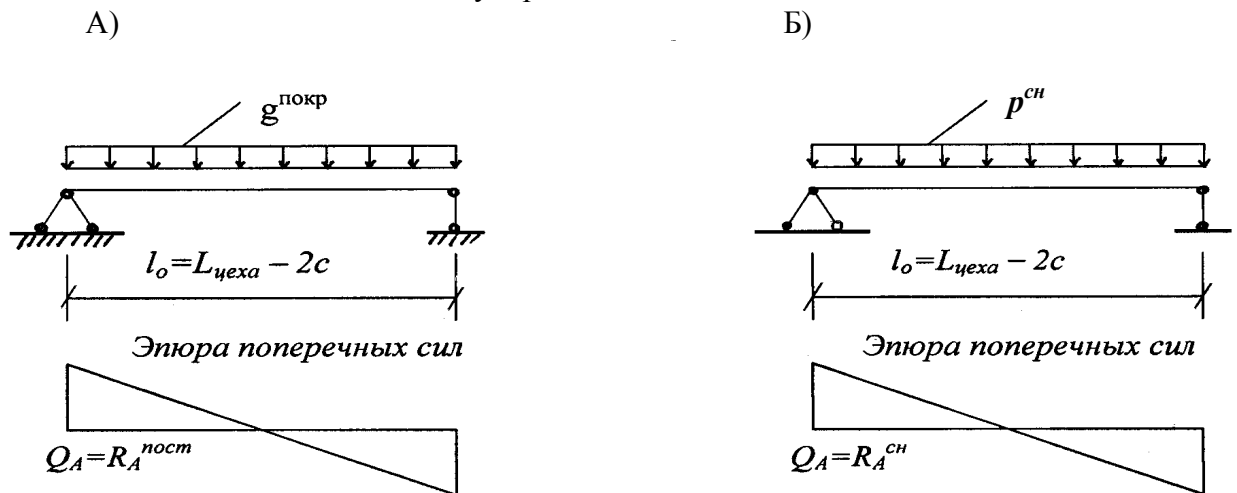


Рис. 3.2. Расчетная схема стропильной конструкции при определении опорной реакции R_A :

А – от действия постоянной нагрузки $g^{\text{покp}}$ на покрытии;

Б – от действия снеговой нагрузки $p^{\text{сн}}$ на покрытии;

$$g^{\text{покp}} = g_1 \cdot S;$$

где g_1 – расчетная постоянная нагрузка на 1 м^2 плиты покрытия (см. таблицу расчета нагрузки на покрытие).

$$p^{\text{сн}} = S_m \cdot S,$$

где $S_m = \gamma_{\text{fn}} \cdot S_0 \cdot C$ (см. п. 8.2 ДБН [13]);

$\gamma_{\text{fn}} = 1,04$ – коэффициент надежности для средн. периода повторяемости снеговой нагрузки $T = 60$ лет (см. п. 8.11 ДБН [13]);

S_0 – характеристическое значение снеговой нагрузки на 1 м^2 для заданного района строительства (см. п. 8.5 ДБН[13]);

$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}$ (см. п. 8.6 [13]). $C = 1$ при отсутствии данных о режиме эксплуатации здания с плоской конструкцией кровли и размещением его на высоте $H < 0,5$ км над уровнем моря.

$$R_A^{\text{сн}} = 0,5 \cdot p^{\text{сн}} \cdot l_o;$$

$$R_A^{\text{пост}} = 0,5 \cdot g^{\text{покp}} \cdot l_o + 1,1 \cdot 0,5 \cdot G_n^{\text{сmp}};$$

$G_n^{\text{сmp}}$ – масса стропильной конструкции [3], [6];

S – шаг поперечных рам в здании (в м).

c – см. рис. 3.3.

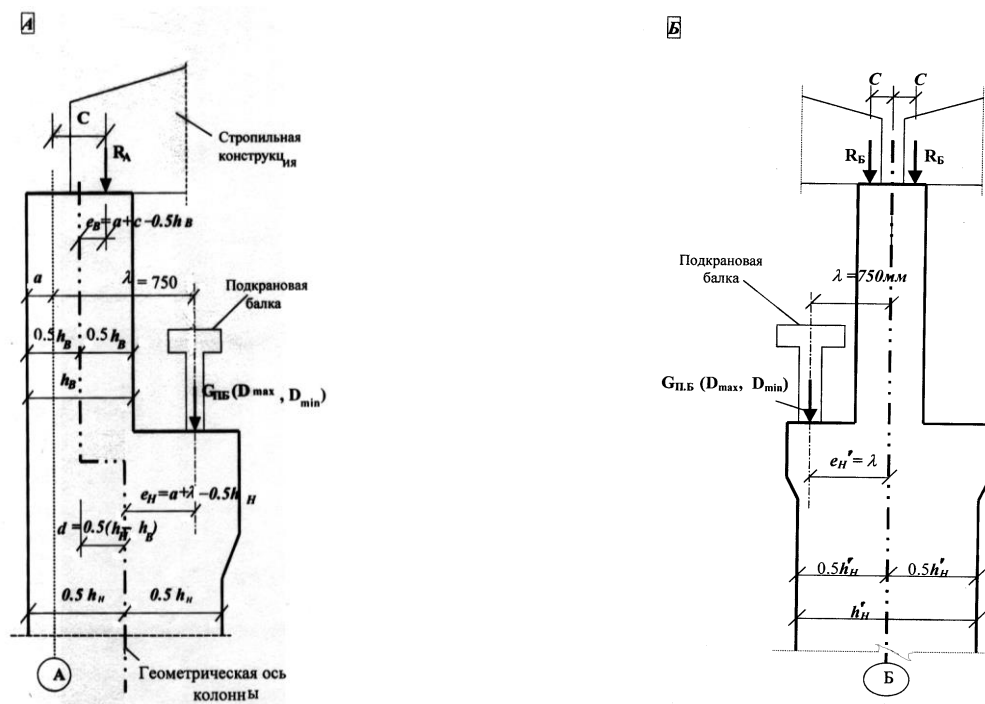


Рис. 3.3. Схемы для определения эксцентриситетов приложения вертикальных нагрузок относительно геометрических осей колонн:

Б — для колонны среднего ряда;

R_A, R_B – опорная реакция стропильной конструкции (вычислять отдельно от постоянной нагрузки на покрытие и от снега на покрытие);

$G_{П.Б.}$ – опорная реакция подкрановой балки на колонне от собственного веса подкрановой балки и рельса с креплениями;

e_e – эксцентриситет приложения опорной реакции R_A к оси верхней (надкрановой) части колонны;

e_n – эксцентриситет приложения опорной реакции $R_{П.Б.}$ относительно оси нижней (подкрановой) части колонны;

d_c – «сбивка» геометрических осей колонны крайнего ряда;

c – привязка геометрических осей опорного узла стропильной конструкции (при $L_{\text{цеха}} = 12 \text{ м}$ величина $c = 150 \text{ мм}$; при $L_{\text{цеха}} > 12 \text{ м}$ $c = 200 \text{ мм}$);

D_{max}, D_{min} – соответственно, максимальное и минимальное вертикальное давление подкрановой балки на колонну:

$$D_{max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot P_{max}^n \cdot \sum y_i; \quad D_{min} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot P_{min}^n \cdot \sum y_i,$$

где γ_{fm} – см. п. 7.9 ДБН [13]; ψ – см. п. 7.22 ДБН [13]; $\sum y_i$ – см. рис. 3.4.

P_{\max}^n — максимальное давление колеса крана на подкрановый рельс
(принимать по [4, 8, 12] или см. табл. А.1 прил. А);

$$P_{\min}^n = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max}^n \text{ — минимальное давление колеса крана на подкрановый рельс,}$$

здесь Q , G и n_0 – соответственно грузоподъемность крана, вес крана с тележкой и число колес на одной стороне крана (см. табл. А.1 прил. А);

T – нагрузка на раму от поперечного торможения тележки крана с грузом (см. рис. 3.5, загрузки 5, 6):

$$T = \gamma_{\text{соч}} \cdot \gamma_f \cdot T_n^{\text{кол}} \cdot \sum y_i = 0,85 \cdot 1,2 \cdot T_n^{\text{кол}} \cdot \sum y_i,$$

где $T_n^{кол} = \frac{0,05(Q + Q_T)}{n_0}$ – горизонтальная поперечная тормозная нагрузка от одного колеса

для кранов с гибким подвесом груза (Q_T – масса тележки, см. табл. А.1 прил. А).

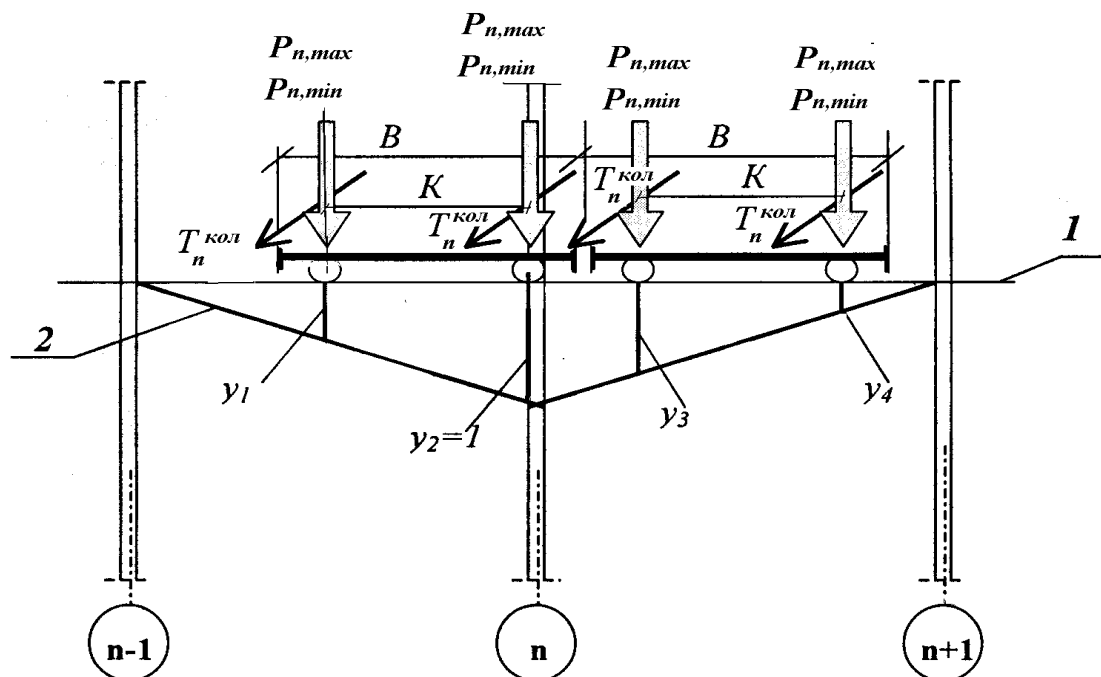


Рис. 3.4. Схема расположения двух сближенных мостовых кранов на подкрановой балке для определения крановых нагрузок на поперечную раму здания:

1 – ось подкрановой балки ряда колонн;

2 – линия влияния опорной реакции подкрановой балки на колонне n ;

$y_2 = 1$ – ордината линии влияния опорной реакции под колесом крана, расположенном на колонне n ;

y_1, y_3, y_4 – ординаты линии влияния под остальными колесами кранов (определять пропорционально расстоянию колес крана от колонн $n-1$ и $n+1$);

$P_{n,max}, P_{n,min}$ – нормативное значение, соответственно, максимального и минимального вертикального давления колеса крана по ГОСТ (см. табл. А.1 прил. А);

$T_n^{кол}$ – нормативное значение горизонтального давления колеса крана от поперечного торможения тележки крана;

B, K – габариты крана (см. табл. А.1 прил. А).

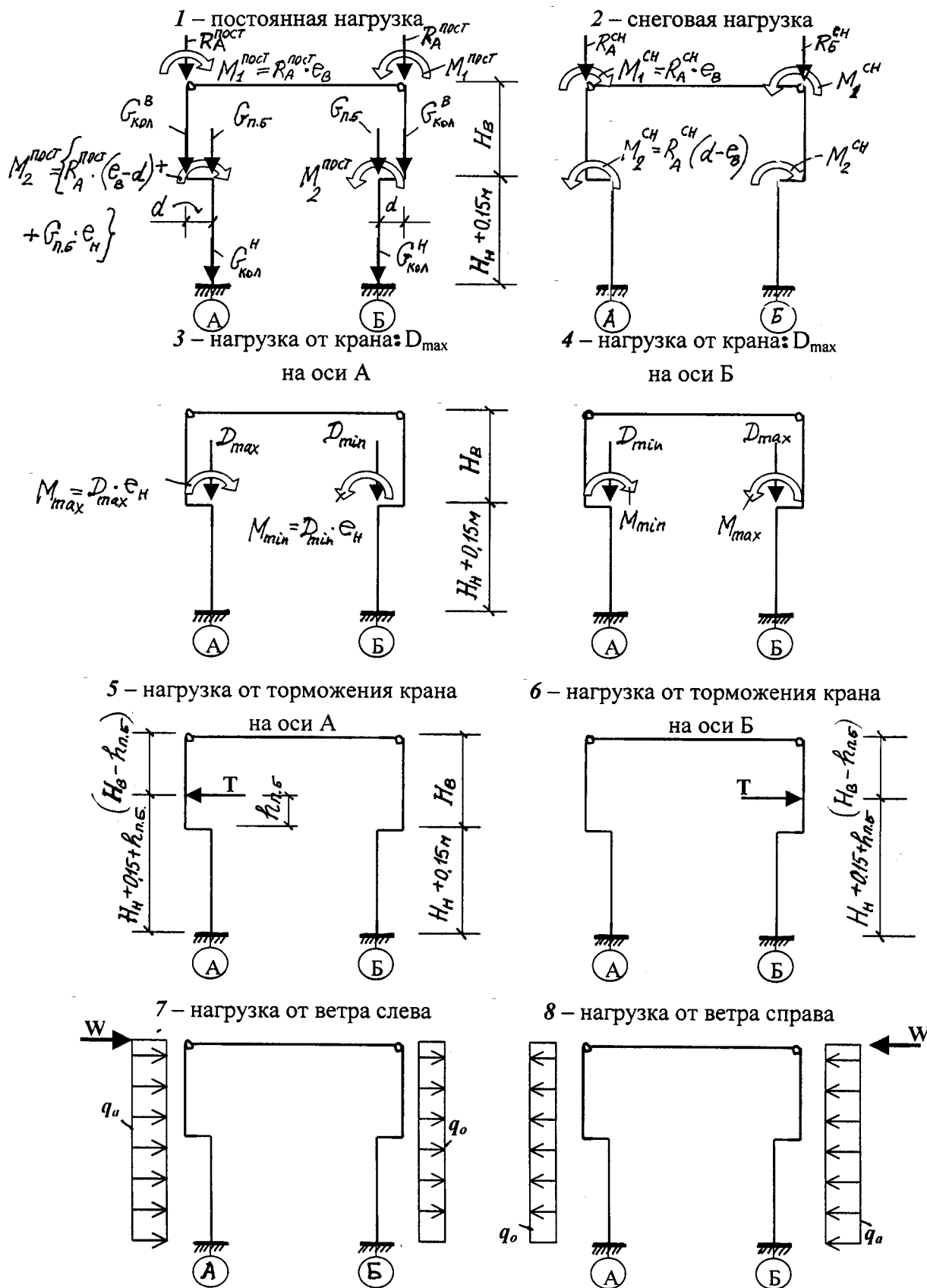


Рис. 3.5. Расчетные схемы загрузки поперечной рамы.

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОННЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЗДАНИЯ

4.1. Общие рекомендации к расчету

Для каждого расчетного сечения колонны в таблице сочетаний усилий нужно выбрать три невыгоднейших из шести, действующих в нем. Подбор арматуры осуществляется по каждой из выбранных трех комбинаций усилий в соответствии с алгоритмом, приведенным в таблице 4.1.

Во всех расчетных формулах табл. 4.1, 4.2, 4.3 расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} следует принимать с учетом соответствующих значений коэффициента условий работы γ_{b2} [1, табл. 15], то есть в виде $\gamma_{b2} \cdot R_b$ и $\gamma_{b2} \cdot R_{bt}$, где γ_{b2} равно:

- а) при расчете на комбинацию усилий, в которой учтены крановые и ветровые нагрузки, принимать $\gamma_{b2} = 1.1$;
- б) при расчете на комбинацию усилий, в которой не учтены крановые и ветровые нагрузки, принимать $\gamma_{b2} = 0.9$.

Окончательное армирование каждой ветви (либо сплошного сечения колонны) принимать по максимальным значениям требуемой площади A_s и A'_s , полученным из расчета по трем комбинациям для данного сечения. При этом знак момента, действующего в сечении, следует учитывать только для определения расположения растянутой грани (слева или справа в сечении) в каждой комбинации усилий.

4.2. Расчет продольной арматуры колонны

В табл. 4.1 приведен расчет продольной арматуры двухветвевой колонны.

Для сплошной *надкрановой* части колонны, а также *сплошной подкрановой* части колонны расчет арматуры A_s и A'_s следует выполнять, пользуясь тем же алгоритмом табл. 4.1 пп. 5 ÷ 6, где вместо усилий в ветви N_e, M_e следует принимать расчетные усилия M, N в сечении для соответствующей комбинации усилий.

Расчетную арматуру колонн следует назначать из стержней $\varnothing 12 \div 40$ мм классов А-III, А-II, располагая их в сечении с соблюдением требований СНиП [1, п.п. 5.16 ÷ 5.19].

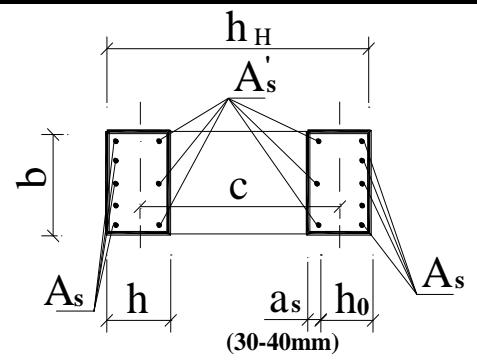
Поперечную арматуру назначать в соответствии с требованиями СНиП [1, п.п. 5.22 ÷ 5.30].

Для колонн принимать бетон не ниже класса В15, для сильно нагруженных колонн – не ниже класса В25.

Таблица 4.1

Расчет продольной арматуры двухветвевой колонны

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	2	3
1	Для каждой рассматриваемой комбинации усилий (из трех расчетных) последовательно выписать усилия в сечении: M, N, Q – полные расчетные; M_l, N_l – от длительной части нагрузки (т.е. от постоянной) в этой же комбинации. Вычислить эксцентриситет $e_o = M/N$.	Сечение подкрановой части двухветвевой колонны показано на рисунке:

1	2	3
	В расчет вводить величину e_o не меньше e_a по [1, п.1.21]	
2	<p>Приведенный радиус инерции сечения подкрановой части $i_{red}^2 = \frac{c^2}{4\left(1 + 3c^2/\psi^2 n^2 h^2\right)}$</p>	<p>Расчетную длину подкрановой части принимать $l_n = \psi \cdot H_n$, где в соответствии с табл. 32 [1] коэффициент $\psi = 1.5$, H_n – см. рис. 2.1, n – число панелей в двухветвевой части колонны, определяемое как:</p> <p>$n = H_n/S$, где S – шаг распорок, принимаемый равным $S = (8 \div 10)h$, в пределах $S = 2 \div 2.5$ м.</p>
3	<p>Приведенная гибкость подкрановой части колонны $\lambda_{red} = l_o/i_{red}$.</p> <p>При $\lambda_{red} > 14$ следует учитывать влияние прогиба на несущую способность колонны в соответствии с [1, п. 3.24]. В этом случае в расчете вместо e_o необходимо использовать величину $(\eta \cdot e_o)$, где $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$ [1, п. 3.6].</p> <p>N_{cr} вычислять по [1, п. 3.24].</p> <p>При $\lambda_{red} \leq 14$ принимать $\eta = 1$. Если окажется $N > N_{cr}$, следует увеличить размеры сечения колонны и повторить вычисления, начиная с п. 2 данной таблицы.</p>	<p>При вычислении N_{cr} принимать:</p> $I = 2 \left[\frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right];$ $M_l = M + N \left(\frac{h_n}{2} - a_s \right);$ $M_{l_i} = M_l + N_l \left(\frac{h_n}{2} - a_s \right);$ $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{l_i}}{M_1},$ <p>с учетом требований [1, п. 3.6], если знаки моментов M и M_l различные.</p> $I_s = 2\mu bh \left(\frac{c}{2} \right)^2.$ <p>Величину μ для арматуры $(A_s + A'_s)$ одной ветви предварительно принимать $0.005 \div 0.035$.</p> <p>$\varphi_p = 1$.</p>
4	<p>Вычислить усилия в ветвях колонны</p> <p>а) $N_{\epsilon 1,2} = 0,5N \pm \frac{M \cdot \eta}{c}$</p> <p>б) $M_{\epsilon} = Q \frac{s}{4}$</p>	<p>$N_{\epsilon 1,2}$ – продольные силы в ветвях;</p> <p>M_{ϵ} – момент местного изгиба ветви от действия поперечных сил Q.</p> <p>Если $N_{\epsilon 1,2} > 0$, то обе ветви внецентренно сжаты, и арматуру ветвей рассчитывать по пп. 5÷6 алгоритма.</p>

1	2	3
		При $N_{61,2} < 0$ – ветвь внецентренно растянута, и арматуру в ней рассчитывать по пп. 7÷10 алгоритма. При этом для внецентренно сжатой ветви вместо $M_6 = Q \frac{s}{4}$ принимать $M_6 = Q \frac{s}{2}$.
5	Для каждой из ветвей вычислить $e_o = \frac{M_6}{N_6}$ и определить $e = e_o \eta + 0.5h - a_s$, где $e_o \geq e_a$ [1, п. 1.21].	Здесь принимать $\eta = 1$ для сечения двухветвевой колонны. При использовании данного алгоритма для расчета сплошного сечения колонны коэффициент η определить по [1, ф.(19)], где критическую силу N_{cr} вычислять по [1, п. 3.24]. e_a назначать не менее $h/30$, $s/600$ и 1 см; s – см. п. 2 алгоритма.
6	Для выявления расчетного случая внецентренного сжатия вычислить $n = \frac{N_{\%o}}{R_b b h_o}$. При $n > \xi_R$ арматуру рассчитывать по пп. 9÷12 алгоритма табл. 7.2 исходя из усилия N_6 (вместо N). При $n \leq \xi_R$ площади арматуры A_s, A'_s внецентренно сжатой ветви находить по пп. 12÷13 алгоритма табл. 7.2 по усилию N_6 (вместо N). ξ_R – вычислить по ф. (25) [1].	Здесь принято $A_s = A'_s$, т.е. симметричное армирование. При этом следует иметь в виду, что симметричное армирование во внецентренно сжатых элементах целесообразно при наличии в расчетных сочетаниях (3 шт.) изгибающих моментов противоположных знаков близких значений. При несимметричном армировании расчет площади арматуры A_s и A'_s следует вести по формулам, приведенным в [2, с. 176 ÷ 178].
7	Для внецентренно растянутой ветви вычислить $e_o = \frac{M_6}{N_6}$. $e = \pm e_o \mp 0.5h \pm a_s$; $e' = e_o + 0.5h - a'_s$.	В выражении для e нижние знаки принимать лишь в том случае, если при верхних знаках окажется $e < 0$.
8	Сравнить e' с величиной $(h_o - a_s^{\odot})$: если $e' < (h_o - a'_s)$, то имеет место первый случай внецентренного растяжения и для определения A_s и A'_s использовать выражения п.9 данного алгоритма; если $e' > (h_o - a'_s)$, то имеет место второй случай внецентренного растяжения и площади A_s, A'_s определять по формулам п. 10 данного алгоритма.	Рабочую высоту сечения ветви h_o см. на рисунке в данной таблице.
9	$A'_s = \frac{N_6 e}{R_s (h_o - a_s)}$ – сжатая арматура; $A_s = \frac{N_6 e'}{R_s (h_o - a_s)}$ – растянутая арматура.	В пункте 9 представлен расчет арматуры для первого случая внецентренного растяжения.

1	2	3
10	$A'_s = \frac{N_e e - \alpha_R R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a'_s)} - \text{сжатая арматура};$ $A_s = \frac{N_e + \xi_R R_b \gamma_{b2} b h_o}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s - \text{растянутая арматура.}$ <p>Если окажется $A'_s < 0$, то принимать $A'_s = \mu_{\min} b h_o$ и вычислить:</p> $\alpha_m = \frac{N_e e - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s)}{R_b b h_o^2} \text{ по которому из [2, табл. 3.1] найти соответствующее значение } \xi.$ <p>Тогда площадь растянутой арматуры определить по формуле:</p> $A_s = \frac{N_e + \xi R_b b h_o}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s.$	<p>В п. 10 – расчет продольной арматуры для второго случая внецентренного растяжения.</p> $\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R);$ $\xi_R - \text{см. п. 6 алгоритма};$ <p>Для внецентренно растянутого элемента μ_{\min} принимать в соответствии с [1, табл.38] равным $\mu_{\min} = 0,0005$.</p>

4.3. Расчет распорки двухветвевой колонны

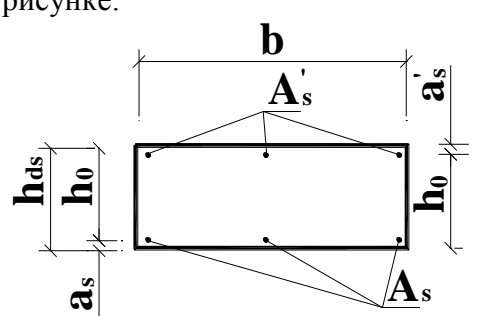
Задача расчета – определить продольную и поперечную арматуру распорки.

В связи с тем, что эпюра моментов в распорке двузначная, продольное армирование распорки принимают симметричным (то есть $A_s = A'_s$).

Последовательность расчета арматуры распорки приведена в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Расчет армирования промежуточной распорки двухветвевой колонны

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	2	3
1	Изгибающий момент в распорке	Q – наибольшее значение поперечной силы в подкрановой части колонны (из таблицы сочетаний расчетных усилий). Шаг распорок S по п.2 табл. 4.1.
2	<p>Требуемую площадь продольной арматуры при симметричном армировании без учета работы бетона определить из формулы:</p> $A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s (h_o - a'_s)}$	<p>Поперечное сечение распорки показано на рисунке:</p>  <p>Величину a_s принимать равной 30÷40мм. Высоту сечения распорки принимать равной $h_{ds} = (1.5 \div 2)h$, где h – высота сечения ветви колонны (рис. в п. 1 табл. 4.1); b – ширина сечения колонны.</p>

Окончание табл. 4.2.

1	2	3
3	<p>Поперечная сила в распорке</p> $Q_{ds} = \frac{2M_{ds}}{c} = \frac{Q \cdot s}{c}.$	Здесь "с" – см. рисунок в п. 1 табл. 4.1.
4	<p>Условие необходимости расчета поперечных стержней распорки:</p> $Q_{ds} \leq \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_o^2}{c}.$ <p>Если условие выполняется, то поперечные стержни в распорке не требуются по расчету. Однако их следует устанавливать в соответствии с конструктивными требованиями СНиП [1, п. 5.27].</p> <p>Если условие не выполняется, то поперечные стержни устанавливать по расчету. При этом расчет шага поперечных стержней выполняем аналогично приведенному в табл. 6.2. алгоритма, начиная с п. 9.</p>	<p>φ_{b4} - см. [1, п. 3.32].</p> <p>h_o – рабочая высота сечения распорки.</p> <p>Здесь $c = 2h_o$.</p> <p>Для правой части приведенного условия необходимо соблюдать требования п. 3.32 [1].</p>

4.4. Расчет колонны из плоскости поперечной рамы

Целью расчета является проверка достаточности крайних стержней в сечениях, принятых из расчета колонны в плоскости рамы, для обеспечения прочности колонны из плоскости поперечной рамы.

При этом учитывается максимальная продольная сила (по данным таблицы сочетаний расчетных усилий), действующая в уровне подкрановой консоли, со случайным эксцентриситетом e_a из плоскости рамы.

Расчет следует выполнять по табл. 4.3.

Таблица 4.3

Расчет прочности колонны из плоскости поперечной рамы

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	2	3
1	<p>Выявить необходимость расчета подкрановой части колонны из плоскости поперечной рамы:</p> <p>при $\lambda = \frac{l_o}{i} < \lambda_{red}$ расчет не требуется;</p> <p>при $\lambda = \frac{l_o}{i} \geq \lambda_{red}$ расчет необходим, и его следует выполнять по п.п. 2÷6 настоящей таблицы.</p>	<p>$i = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$; здесь b – ширина сечения колонны;</p> <p>$l_o = 0,8H_n$; H_n – см. рис. 2.1;</p> <p>λ – гибкость подкрановой части колонны из плоскости рамы;</p> <p>λ_{red} – приведенная гибкость сечения колонны в плоскости рамы:</p> <p>- для двухветвевой подкрановой части принимать по п. 3 табл. 4.1;</p>

1	2	3
		<p>- для сплошной колонны – $\lambda_{red} = \frac{l_o}{i_1}$, где</p> $l_o = \psi \cdot H_n; \quad i_1 = \sqrt{\frac{h_H^2}{12}};$ <p>ψ – см. [1, табл. 32] для варианта расчета в плоскости поперечной рамы.</p>
2	<p>Вычислить величину случайного эксцентриситета, вводимого в расчет:</p> $e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{H_H}{600} \\ b \\ 30 \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\}$	<p>Схема сечения для расчета из плоскости рамы показана на рисунке:</p>  <p>$a_s = a_s' = 30 \div 40 \text{ мм.}$</p>
3	<p>Вычислить критическую силу N_{cr} по п. 3.24 СНиП [1], где принимать:</p> $I = 2 \frac{h \cdot b^3}{12};$ $I_s = (A_s + A_s') \cdot (0.5b - a_s)^2;$ $\varphi_p = 1;$ $M = N_{max} \cdot 0.5(b_o - a_s);$ $M_l = N_l \cdot 0.5(b_o - a_s).$ <p>Для сплошной колонны $I = \frac{h_n \cdot b^3}{12}$.</p>	<p>$A_s = A_s'$ – принимать равными площади <i>четырёх стержней</i>, расположенных у одной из длинных сторон сечения колонны (см. рис. п. 2).</p> <p>N_{max} – наибольшая продольная сила для подкрановой части колонны, принятая из таблицы сочетаний расчетных усилий;</p> <p>N_l – продольная сила для подкрановой части колонны от постоянной нагрузки (в этом же сочетании усилий).</p>
4	<p>Коэффициент влияния продольного изгиба</p> $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{max}}{N_{cr}}}.$	См. п. 3.6 СНиП [1].
5	$e = e_a \eta + 0.5b - a_s.$	e – расстояние от линии действия продольной силы до растянутой арматуры.
6	<p>Вычислить $n = \frac{N_{max}}{R_b 2hb_o}$ и сравнить с ξ_R.</p> <p>При $n > \xi_R$ требуемую площадь арматуры $A_s = A_s'$ находить по п.п. 9÷10 алгоритма табл. 7.2.</p>	<p>Найденную в первом или втором варианте расчета площадь арматуры $A_s = A_s'$ сравнить с площадью имеющих <i>четырёх стержней</i>, установленных вдоль длинной стороны h_n сечения колонны. Площадь имеющих стержней (по результатам расчета продольной арматуры ветвей в плоскости рамы)</p>

1	2	3
	При $n \leq \xi_R$ площадь арматуры $A_s = A'_s$ находить по п.п. 12÷13 алгоритма табл. 7.2.	должна быть достаточна для обеспечения найденной по приведенному здесь расчету площади $A_s = A'_s$. В противном случае следует изменить набор стержней в ветвях (при сохранении их суммарной площади в пределах ветви) так, чтобы площади <i>четырёх стержней</i> было достаточно для обеспечения величины $A_s = A'_s$ по результатам настоящего расчета.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

На фундамент передаются усилия, возникающие в нижнем сечении колонны M_{IV}, N_{IV}, Q_{IV} . При этом учитывать три невыгоднейших расчетных сочетания. Расчет тела фундамента выполняют на действие отпора (реактивного давления) грунта P_{cp} , возникающего под подошвой фундамента.

Расчет фундамента состоит в определении:

- а) размеров подошвы фундамента $l \times b$;
- б) общей высоты фундамента H и высоты нижней ступени h_1 ;
- в) требуемой площади арматуры сетки $C-I$, укладываемой у подошвы фундамента;
- г) требуемой площади продольной и поперечной арматуры подколонника.

Для фундаментов принимать тяжелый бетон классов В15...В25; рабочую арматуру сетки $C-I$ классов А-III, А-II ($\varnothing 10 \div 18$ мм) с шагом 100÷250 мм.

Расчетная схема фундамента показана на рис. 5.1, а алгоритм его расчета приведен в табл. 5.1 и 5.2.

5.1. Определение размеров фундамента и армирования его плитной части

Размеры подошвы фундамента определяют из расчета грунта основания по 2-й группе предельных состояний (по деформативности). Поэтому краевые напряжения в грунте необходимо вычислять от действия нормативных значений усилий M_n, N_n, Q_n .

После окончательного установления размеров подошвы дальнейший расчет тела фундамента ведут на действие отпора грунта от расчетных значений усилий M, N, Q .

Расчет выполнять по табл. 5.1.

Таблица 5.1

Расчет плитной части фундамента под колонну

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	2	3
1	Назначить величину H_1 из условий: а) $H_1 \geq H_{an} + 200 + 150 + 50$, мм; б) $H_1 \geq h_f$, где H_{an} принимать: для колонн со сплошной подкрановой частью $H_{an} \geq 1,4h_n$, $H_{an} \geq 25d$;	H_1 – глубина заложения подошвы фундамента от дневной поверхности грунта; h_f – глубина промерзания грунта для заданного района строительства по СНиП "Геофизика и климатология"

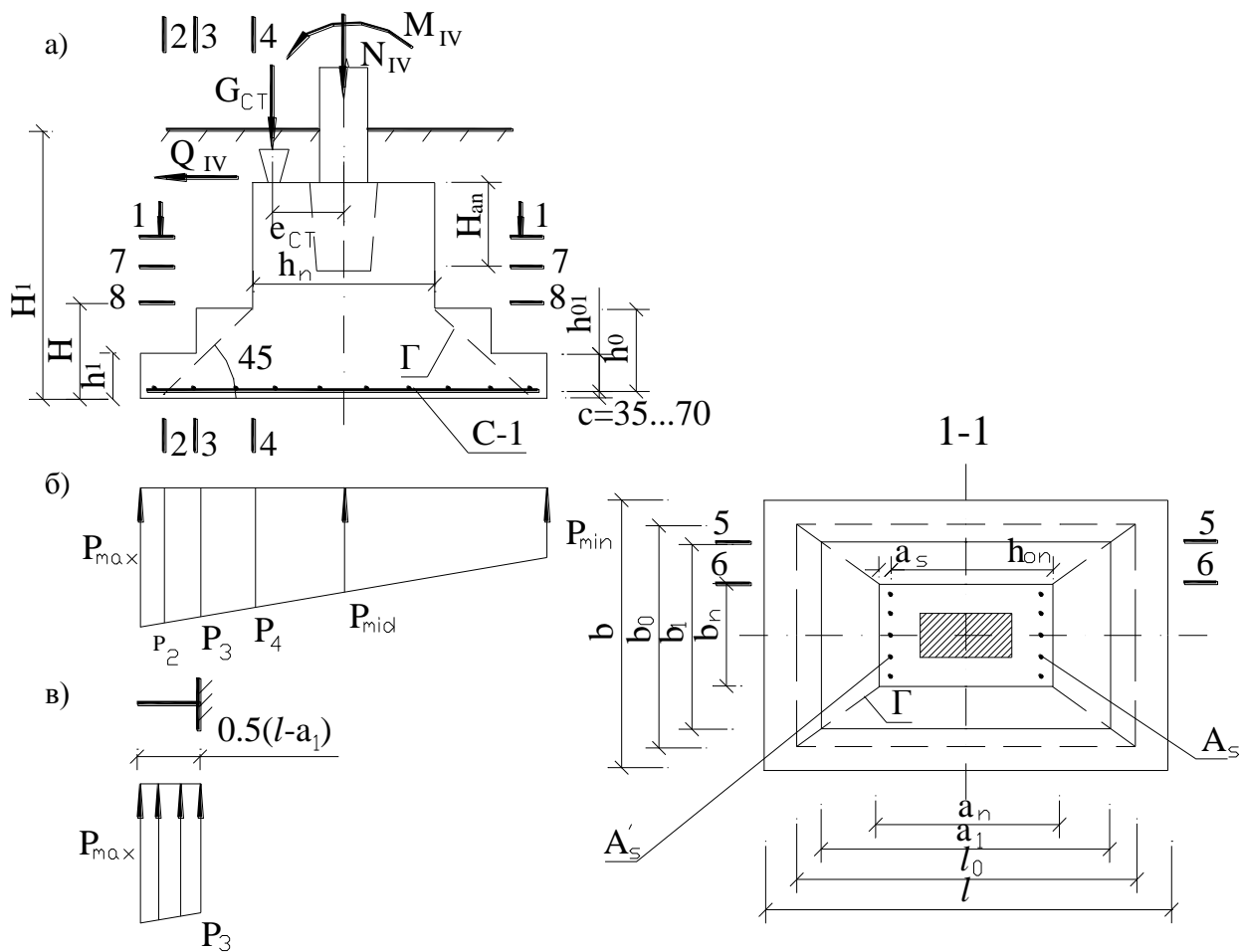


Рис. 5.1. К расчету фундамента:

- а) конструкция фундамента;
- б) расчетная эпюра отпора грунта (P_{zp});
- в) расчетная схема плиты фундамента (на примере сечения 3-3);
- г) пирамида продавливания.

1	2	3
	<p>для колонн с двухветвевой подкрановой частью $H_{an} \geq 0.33h_n + 500$;</p> <p>$H_{an} \geq 1.5h$;</p> <p>$H_{an} \geq 30d$.</p> <p>Окончательно величину H_1 принимать по большей из приведенных величин.</p>	<p>h – высота сечения ветви колонны (см. рис. табл. 4.1);</p> <p>d – максимальный диаметр арматуры для нижнего сечения колонны;</p> <p>200 мм – минимальная толщина плиты под торцом колонны из условия прочности на продавливание;</p> <p>150 мм – расстояние от уровня чистого пола до верхнего обреза фундамента;</p> <p>50 мм – на растворную "подушку" под торец колонны;</p> <p>H_{an} – длина анкеровки колонны (и арматуры колонны), которая обеспечивает ее жесткое защемление в фундаменте.</p>
2	<p>Предварительно принять фундамент, состоящий из одной ÷ двух ступеней, высотой 300 ÷ 500 мм каждая. Размеры стакана и стенок подколонника принимать по рекомендациям [2, с. 335÷340] с учетом размеров сечения колонны. Размеры ступеней в плане принимать так, чтобы контур фундамента находился за пределами пирамиды продавливания (рекомендуется определить на миллиметровой бумаге), кратными 300 мм.</p>	<p>Пирамида продавливания имеет в качестве верхнего основания опорное сечение колонны, а ее боковые грани наклонены под $\angle 45^\circ$. Нижнее основание пирамиды продавливания образуется при пересечении боковых ее граней с осью арматурной сетки, которая отстоит от подошвы фундамента на величину $a_s = 35 \div 70$ мм (рис. 5.1).</p>
3	<p>Определить усилия, действующие на основание фундамента для трех невыгоднейших комбинаций усилий в опорном сечении колонны:</p> <p>$M = M_{IV} + Q_{IV}(H_1 - 0.15) + G_{cm}e_{cm}$;</p> <p>$N = N_{IV} + G_{cm}$.</p>	<p>G_{cm} – нагрузка от веса части стены, передаваемая на фундамент рандбалкой;</p> <p>e_{cm} – расстояние от оси фундамента до оси рандбалки (эксцентриситет);</p> <p>M_{IV}, N_{IV}, Q_{IV} – усилия в опорном сечении колонны (из таблицы сочетаний).</p> <p>Величины M, N подсчитывать как от расчетных, так и от нормативных значений нагрузок.</p>
4	<p>Предварительные размеры подошвы фундамента определить по площади:</p> $A_f \geq \frac{1.05N_{n,\max}}{R_0 - \gamma_m H_1},$ <p>где $N_{n,\max}$ – наибольшее значение нормативной продольной силы для опорного сечения колонны (из таблицы сочетаний).</p> <p>Задаваясь соотношением сторон $m = b/l = 0.8$, определить размеры подошвы фундамента из $A_f = b \cdot l$. При этом размеры b и l принимать с учетом требований унификации (кратными 300 мм).</p>	<p>Нормативные значения усилий M_n, N_n, Q_n могут быть получены путем деления соответствующего расчетного значения усилия на осредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_n = 1.15$;</p> <p>R_0 – условное расчетное сопротивление грунта (указано в задании на проектирование);</p> <p>$\gamma_m = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$ – средняя плотность материала фундамента и грунта на его обрезах.</p>

1	2	3
5	<p>Уточнить расчетное сопротивление грунта основания</p> $R = R_o \left[1 + k_1 \frac{b - b_o}{b_o} \right] + k_2 \gamma (d - d_o)$ <p>где $d = H_1$ (м), $d_o = 2$ м, b – ширина подошвы фундамента, $b_o = 1$ м. Если R несущественно отличается от R_o, допускается не уточнять размеры подошвы. При существенной разнице между ними уточнить размеры подошвы по п. 4 алгоритма с учетом величины R вместо R_o.</p>	<p>Коэффициенты k_1, k_2 принимать по [10, прил. 3]. Например при глинистых грунтах $k_1 = 0.05$, $k_2 = 0.15$; при крупнообломочных $k_1 = 0.125$, $k_2 = 0.25$. γ – объемный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента. При $d < d_o$ в выражении для R второе слагаемое принимать равным 0.</p>
6	<p>Для принятых размеров подошвы фундамента вычислить геометрические характеристики: $A_f = bl$, $W_f = \frac{bl^2}{6}$.</p>	
7	<p>Для каждой из трех расчетных комбинаций усилий вычислить краевые напряжения в грунте под подошвой фундамента:</p> $a) P_{n,\max} = \gamma H_1 + \frac{N_n}{A_f} + \frac{M_n}{W_f}$ $б) P_{n,\min} = \gamma H_1 + \frac{N_n}{A_f} - \frac{M_n}{W_f}$ $в) P_{n,\text{mid}} = \gamma H_1 + \frac{N_n}{A_f}$	
8	<p>Проверить предварительно принятые размеры подошвы фундамента из условий:</p> $P_{n,\max} \leq 1.2R$ $P_{n,\min} > 0$ $P_{n,\text{mid}} \leq R$	<p>Если хотя бы одно из условий п. 8 не выполняется, то изменить предварительно принятые размеры b и l так, чтобы условия выполнялись. Размеры b и l изменить также и в том случае, если условия п. 7 показывают значительный запас по напряжениям (в этом случае размеры сторон необходимо уменьшить). После проверки краевых напряжений <u>по каждой</u> из трех комбинаций расчетных усилий размеры подошвы фундамента считаются окончательными.</p>
9	<p>Определить напряжения в грунте от <u>расчетных усилий</u> M и N без учета массы грунта и фундамента (для всех трех комбинаций усилий):</p> $P_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f}$ $P_{\min} = \frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f}$	

1	2	3
10	<p>Определить требуемую рабочую высоту фундамента h_0 из условия прочности на продавливание $F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0$, где $\alpha = 1$ для тяжелого бетона.</p> <p>Если условие не выполняется, увеличить высоту плитной части фундамента за счет увеличения высоты ступеней или добавляя еще одну-две ступени, и заново проверить условие п.10, чтобы оно выполнилось.</p>	<p>Здесь u_m – средний периметр оснований пирамиды продавливания, равный $u_m = 0.5(b_n + b_0)$; $b_0 = b_n + 2h_0$.</p> <p>F – продавливающая сила, равная $F = 0.5 p_2 b(l - l_0)$; $l_0 = h_n + 2h_0$.</p> <p>p_2 – напряжения в грунте для сечения 2–2 определять по рис. 5.1.</p>
11	<p>Проверить достаточность рабочей высоты h_{01} нижней ступени из условия прочности по поперечной силе в сечении 2–2 (см. рис. 5.1) с учетом работы только бетона (т.е. без поперечного армирования):</p> $0.5 p_2 (l - l_0) \leq 2 h_{01} \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} p_2}.$	<p>$\varphi_{b2} = 2$ – для тяжелого бетона.</p> <p>Если условие не выполняется, увеличить высоту нижней ступени так, чтобы оно выполнилось.</p>
12	<p>Определить требуемую площадь продольной рабочей арматуры сетки в фундаментной плите из условия прочности по моменту в сечениях 3–3, 4–4 (для длинных стержней) и 5–5, 6–6 (для коротких стержней):</p> $A_s^{3-3} = \frac{M_{3-3}}{R_s 0.9 h_{01}}$ $A_s^{4-4} = \frac{M_{4-4}}{R_s 0.9 h_0}$ <p>По большему из вычисленных значений A_s назначить необходимое количество стержней, располагая их с шагом 100, 150, 200, 250 мм на всю ширину подошвы. В коротком направлении стержни назначить по большему из значений A_s^{5-5} и A_s^{6-6}.</p>	$M_{3-3} = \frac{b}{16} (p_3 + p_{\max}) (l - a_1)^2$ $M_{4-4} = \frac{b}{16} (p_4 + p_{\max}) (l - h_n)^2$ $M_{5-5} = \frac{l}{16} (p_{\min} + p_{\max}) (b - b_1)^2$ $M_{6-6} = \frac{l}{16} (p_{\min} + p_{\max}) (b - b_n)^2$ <p>Моменты $M_{3-3} \div M_{6-6}$ определять по p_{\min}, p_{\max} во всех трех расчетных комбинациях усилий (см. п. 9 алгоритма). При стороне подошвы фундамента ≥ 3 м стержни соответствующего направления через один не доводить до краев фундамента на 1/10 длины (в целях экономии металла).</p>

5.2. Проектирование подколонника фундамента

Подколонник фундамента испытывает внецентренное сжатие от действия усилий M_{IV}, N_{IV}, Q_{IV} , передающихся на него колонной.

Расчет продольной арматуры подколонника следует вести в двух нормальных сечениях: в плоскости торца колонны как для коробчатого сечения стаканной части подколонника (сеч. 7–7); в месте примыкания подколонника к плитной части (сеч. 8–8) – как в прямоугольном сечении размерами $a_n \times b_n$. При этом коробчатое сечение заменяют эквивалентным двутавровым, ось которого расположена в плоскости действия момента.

Поперечное армирование подколонника (в виде сеток С-2) назначают из условия прочности наклонных сечений по моменту.

Алгоритм расчета подколонника по нормальным и наклонным сечениям приведен в табл. 5.2.

Расчет армирования подколонника фундамента

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	2	3
1	Усилия в сечении 7–7 подколонника: $M = M_{IV} + Q_{IV} H_{an} + G_{cm} e_{cm};$ $N = N_{IV} + G_{cm} + G_1.$	G_1 – масса части подколонника высотой от верхнего обреза до сечения 7–7 (определять по размерам подколонника).
2	Требуемая площадь <u>продольной арматуры</u> подколонника при $e_0 = \frac{M}{N} < 0.3h_{on}$: $A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b S_0}{R_s Z_s}.$	$e = e_o + 0.5a_n - a_s;$ $Z_s = h_n - 2a_s;$ $S_o = 0.5(b_n h_{on}^2 - b h_n Z_s);$ $h_{on} = h_n - a_s;$ $a_s = 30 \div 40 \text{ мм}.$ h_n, b – размеры опорного сечения колонны; a_n, b_n – размеры сечения подколонника.
3	При $e_0 \geq 0.3h_{on}$ имеет место первый случай внецентренного сжатия, и арматуру A_s, A'_s подбирать, как во внецентренно сжатых элементах двутаврового профиля [3, с. 178].	
4	Окончательно принятая продольная арматура подколонника должна быть не менее конструктивного минимума: $A_s = A'_s \geq \mu_{\min} \cdot A_b = 0.001 \cdot (h_n \cdot b_n - h_n b).$	Расчетная арматура располагается вдоль <i>коротких сторон</i> подколонника ближе к его наружным граням. Вдоль длинных сторон подколонника предусматривать конструктивную продольную арматуру $\varnothing \geq 12A-I$ с шагом ≤ 500 мм в соответствии с п. 5.18 СНиП [1].
5	Для сечения 8–8 студенту предлагается выполнить самостоятельно <u>проверку прочности</u> прямоугольного сечения $h_n \times b_n$ с учётом продольной арматуры A_s, A'_s , принятой по п.4 алгоритма на усилия M_8, N_8 по формулам внецентренного сжатия [2].	Усилия в сечении 8-8: $M_8 = M_{IV} + Q_{IV} (H_1 - H - 0.15) + G_{cm} e_{cm};$ $N_8 = N_{IV} + G_{cm} + G_{n/\kappa};$ где $G_{n/\kappa}$ – вес всего подколонника (определять по размерам подколонника).
6	Требуемую площадь <u>поперечной арматуры</u> подколонника определить из расчета прочности наклонного сечения на действие момента по формуле в зависимости от e_o : а) при $\frac{h_n}{6} < e_0 < \frac{h_n}{2}$ $A_{sw} = \frac{M + QH_{an} - 0.7Ne_0 + G_{cm}(e_{cm} - 0.7e_0)}{R_s \sum z_w};$ б) при $e_0 \geq 0.5h_n$ $A_{sw} = 0.8 \frac{M + QH_{an} - 0.5h_n N + G_{cm}(e_{cm} - 0.5h_n)}{R_s \sum z_w}$	A_{sw} – площадь сечения <i>всех поперечных стержней</i> одной сетки (то есть четырех длинных стержней сетки С-2 на рисунке, приведенном ниже). $\sum z_w = z_1 + z_2 + \dots + z_n;$ т.е. это сумма расстояний от верха фундамента до каждой сетки подколонника. Указанную величину следует вычислить, приняв шаг сеток равным $100 \div 150$ мм и расположив их на всей высоте подколонника. Схему расположения поперечной арматуры подколонника – см. на рисунке, приведенном ниже.

1	2	3
	<p>в) при $e_0 \leq \frac{h_n}{6}$ поперечное армирование подколонника назначить конструктивно ($d_w \geq 6 \text{ мм}$) в виде сварных сеток, устанавливаемых с шагом $100 \div 150 \text{ мм}$ на участке от верхнего обреза фундамента до уровня ниже дна «стакана» на длину $0.5h_n$.</p>	

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

Приступая к расчету плиты, следует назначить состав кровли в зависимости от теплового режима здания, указанного в задании. Нагрузка на плиту подсчитывается в зависимости от толщины и плотности материала принятых слоев кровли. Определение расчетного и нормативного значений погонной нагрузки на плиту показано в примерах [2, 3, 4, 7, 8]. Следует иметь в виду, что временной нагрузкой для плиты покрытия является снеговая нагрузка, величину которой определяют в соответствии с указаниями ДБН [13].

Статическая расчетная схема плиты покрытия представляет собой однопролетную балку с шарнирными опорами. В результате статического расчета определяют максимальные значения усилий – момента M и поперечной силы Q .

По вычисленным усилиям выполняют расчет сечений плиты покрытия: нормальные сечения рассчитывают на действие момента, наклонные – на действие поперечной силы.

Полка плиты должна быть рассчитана на *местный изгиб* для подбора арматурной сетки.

В курсовом проекте требуется выполнить расчет плиты покрытия по двум группам предельных состояний как для стадии эксплуатации, так и для стадии изготовления и монтажа.

Ниже приведены алгоритмы соответствующих расчетов плиты.

6.1. Расчет прочности продольных ребер плиты покрытия по нормальным сечениям

Задача расчета состоит в определении продольной напрягаемой арматуры ребер плиты из условия прочности по моменту M (табл. 6.1).

Класс напрягаемой арматуры для продольных ребер плит указан в задании на проект. Класс бетона следует принимать не ниже, чем указан в табл. 8 [1]. Расчетные характеристики прочности бетона следует принимать с учетом коэффициента условий работы γ_{b2} [1, табл. 15], т.е. в виде $\gamma_{b2} \cdot R_b$, $\gamma_{b2} \cdot R_{bt}$, где R_b , R_{bt} – из табл. 13 [1]. Указанные произведения в дальнейших расчетах принимать за R_b и R_{bt} .

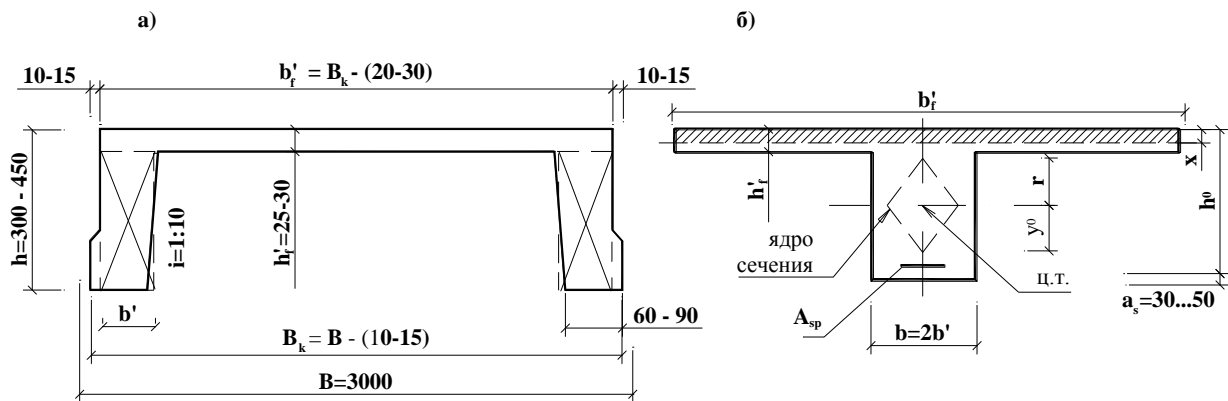


Рис. 6.1. Поперечное сечение плиты покрытия:
а) фактическое сечение плиты; б) расчетное тавровое сечение плиты.

Таблица 6.1

Расчет продольной напрягаемой арматуры A_{sp} ребер плиты

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	Определить отношение $\frac{h'_f}{h}$, и по нему установить величину b'_f (ширину полки тавра по рис. 6.1 при наличии поперечных ребер), вводимую в расчет.	См. указания п. 3.16 [1].
2	Вычислить $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}$	$h_0 = h - a_s$; $a_s = 30 \div 50 \text{ мм}$.
3	По значению α_m из [3, табл. 3.1] найти соответствующие значения коэффициентов $\xi = x/h_0$, ζ .	ξ – относительная высота сжатого бетона в сечении; ζ – относительное плечо внутренней пары сил.
4	Выполнить проверку $\xi \leq \xi_R$. Если условие <u>не выполняется</u> , то изменить высоту сечения плиты либо материалы (класс бетона и арматуры). Если условие <u>выполняется</u> , то переходить к п. 5 данного алгоритма.	ξ_R вычислить по ф.(25) СНиП [1, п. 3.12]
5	Выполнить проверку $x = \xi h_0 \leq h'_f$.	Если условие выполняется, то нейтральная ось проходит в пределах толщины полки, и расчет арматуры следует выполнять, как для прямоугольного сечения размерами $b'_f \times h$, в соответствии с п.п. 6÷9 алгоритма. В противном случае нейтральная ось проходит в ребре тавра и продольную арматуру следует рассчитывать по п.п. 10÷15 алгоритма.
6	Определить коэффициент γ_{s6} , учитывающий работу высокопрочной арматуры при напряжениях, превышающих условный предел текучести.	См. [1, п. 3.13].

1	2	3
7	Требуемая площадь продольной напрягаемой рабочей арматуры ребер плиты $A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot h_0 \cdot \zeta}$	R_{sp} – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры; ζ – из п. 3 алгоритма табл. 6.1.
8	По сортаменту арматуры [3, прил. 6, 8] принять необходимое количество стержней, (либо проволок, канатов) из условия удобства их симметричного расположения в двух продольных ребрах плиты.	Для стержневой арматуры принимать $\varnothing 12 \div 28$ мм. При расположении стержней в сечении обеспечивать минимальный защитный слой бетона и необходимые зазоры между стержнями (проволоками, пучками) арматуры [1, п.п. 5.4÷5.12].
9	Вычислить процент армирования для принятой продольной напрягаемой арматуры $\mu = \left(\frac{A_{sp}^{факт}}{A_b} \right) 100\%$; сравнить его с оптимальным значением $\mu_{опт}$.	$A_{sp}^{факт}$ – площадь принятой напрягаемой арматуры. Оптимальное значение $\mu_{опт}$ составляет (0.3÷0.8)%. При несовпадении μ с $\mu_{опт}$ следует изменить сечение плиты либо материалы и повторить расчет заново.
10	Вычислить значение коэффициента $\alpha_m = \frac{M - R_b(b_f' - b)h_f'(h_0 - 0.5h_f')}{R_b b h_0^2}$	С п. 10 по п. 15 – расчет арматуры для плиты при $x > h_f'$ (см. п. 5 алгоритма).
11	По значению α_m из [3, табл. 3.1] найти соответствующие значения коэффициентов ξ, ζ .	
12	Выполнить проверку $\xi \leq \xi_R$.	ξ_R вычислить по ф.(25) СНиП [1, п. 3.12]
13	Определить коэффициент γ_{s6} .	См. [1, п. 3.13]
14	Требуемая площадь продольной напрягаемой рабочей арматуры ребер плиты $A_{sp} = \frac{(\xi b h_0 + (b_f' - b)h_f')R_b}{\gamma_{s6} R_{sp}}$	R_{sp} – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры;
15	То же, что и в п. 9 алгоритма.	

6.2. Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер плиты

Задачей расчета является определение поперечной арматуры ребер, необходимой для восприятия поперечной силы Q . Для поперечного армирования применять сталь класса А-I ($\varnothing 6 \div 10$ мм) либо проволочную В_p-I ($\varnothing 3, 4, 5$ мм). По табл. 22, 23 СНиП [1] определить расчетное сопротивление R_{sw} для принятой поперечной арматуры и выполнить расчет по алгоритму табл. 6.2.

Расчет поперечной арматуры продольных ребер плиты

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	<p>Вычислить коэффициент</p> $\varphi_f = 1.5(b'_f - b) \frac{h'_f}{bh_0},$ <p>где b'_f – принимать не более $b + 3h'_f$. В дальнейших расчетах принимать значение φ_f не более 0,5.</p>	См. ф. (77) в [1].
2	<p>Вычислить коэффициент $\varphi_n = \frac{0.1N}{R_{bt}bh_0}$.</p> <p>В дальнейших расчетах принимать значение φ_n не более 0,5.</p>	<p>Принимать $N = P$, где P – усилие предварительного обжатия бетона с учетом полных потерь, т.е.</p> $P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp}^{\text{факт}};$ <p>γ_{sp} – коэф. точности натяжения арматуры по ф. (6) СНиП [1], принимаемый как при благоприятном влиянии предварительного напряжения; σ_{sp} – принятое в п. 1.23 СНиП [1]; σ_{los} – суммарные потери преднапряжения в напрягаемой арматуре, которые следует вычислять по формулам табл. 5 [1, п. 1.25]. Примеры расчета σ_{los} см. в [2, 3, 4, 6, 7].</p>
3	<p>Вычислить величину $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$, которую в дальнейших расчетах принимать не более 1,5.</p>	
4	<p>Проверить <u>первое условие</u> необходимости постановки поперечной арматуры по расчету $Q_{\max} \leq 2.5R_{bt}bh_0$.</p>	<p>Q_{\max} – величина поперечной силы на опоре по результатам статического расчета плиты.</p>
5	<p>Определить $q_1 = g + \frac{v}{2}$</p>	<p>g, v – величины погонной постоянной и временной нагрузки, соответственно.</p>
6	<p>Проверить условие $q_1 \leq 0.16\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}b$.</p>	<p>φ_{b4} принимать по п. 3.32 СНиП [1]. При выполнении условия принимать $c = c_{\max} = 2.5h_0$. При невыполнении условия принимать</p> $c = h_0 \sqrt{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \frac{R_{bt}b}{q_1}} \leq c_{\max}.$
7	<p>Поперечная сила в вершине расчетного наклонного сечения $Q = Q_{\max} - q_1c$.</p>	
8	<p>Проверить <u>второе условие</u> необходимости постановки поперечной арматуры по расчету $Q \leq \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \frac{R_{bt}bh_0^2}{c}$.</p>	<p>При выполнении обоих условий поперечная арматура ставится конструктивно. При невыполнении одного из условий – по расчету.</p>

1	2	3
9	Принять минимальный диаметр поперечной арматуры (например, Ø6 А-I, Ø4 В _p -I).	По сортаменту [3, прил. 9] определить f_{sw} - площадь сечения принятой арматуры.
10	Назначить предварительно из конструктивных условий шаг поперечной арматуры: на приопорных участках длиной $l/4 - s \leq \frac{h}{2}$ и не более 15см, при $h \leq 450\text{мм}$; и $s \leq \frac{h}{3}$, но не более 50см, при $h > 450\text{мм}$; в средней части пролета - $s \leq \frac{3h}{4}$, но не более 50см.	Шаг поперечной арматуры принимать кратным модулю 50мм. При необходимости постановки поперечной арматуры по расчету переходить к п. 11 алгоритма, при постановке арматуры <u>конструктивно</u> – к п. 22.
11	Вычислить погонное усилие в поперечных стержнях на единице длины элемента $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}$	A_{sw} – площадь сечения хомутов в одной плоскости; принимать по сортаменту арматуры для двух поперечных стержней в нормальном сечении (так как в нормальном сечении плиты имеется 2 каркаса).
12	Минимальное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны $Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0$.	φ_{b3} принимать по п. 3.31 СНиП [1].
13	Проверить условие $q_{sw} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2h_0}$.	При невыполнении условия уменьшить шаг или увеличить диаметр поперечной арматуры и повторить расчет с п. 11 алгоритма.
14	Проверить условие $s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}R_{bt}bh_0^2}{Q_{\max}} \geq s$.	При невыполнении условия принять $s \leq s_{\max}$ и кратным 50мм.
15	Вычислить величину $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2$.	Коэффициент φ_{b2} принимать по п. 3.31. СНиП [1].
16	Проверить условие $q_1 \leq 0.56q_{sw}$.	При выполнении условия принять $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}};$ при невыполнении принять $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + q_{sw}}}.$ При этом "с" принимать не более $3.33h_0$.
17	Вычислить поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины, как $Q_b = \frac{M_b}{c}$.	Принимать Q_b не менее $Q_{b,\min}$.
18	Внешняя расчетная поперечная сила в вершине расчетного наклонного сечения равна $Q = Q_{\max} - q_1c$.	

1	2	3
19	Длина проекции расчетного наклонного сечения $c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}$, принимать не более $2h_0$.	
20	Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами расчетного наклонного сечения: $Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0$.	
21	Проверить условие прочности $Q \leq Q_b + Q_{sw}$. При выполнении условия следует сделать вывод, что прочность наклонного сечения обеспечена.	При невыполнении условия прочность сечения не обеспечена, необходимо изменить прочностные характеристики бетона или арматуры, или изменить геометрические размеры сечения и повторить расчет, начиная с п. 11 алгоритма.
22	Вычислить коэффициент поперечного армирования $\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$.	
23	Определить коэффициент $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw}$.	$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$, где E_b и E_s – начальный модуль упругости бетона и модуль упругости арматуры, соответственно, (табл. 18, 29 [1]).
24	Определить коэффициент $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$.	$\beta = 0.01$ для тяжелого бетона. R_b – в МПа.
25	Проверить условие прочности по наклонной сжатой полосе: $0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 \geq Q_{max}$. При выполнении условия следует сделать вывод о том, что размеры сечения достаточны.	При невыполнении условия прочность сечения не обеспечена, необходимо изменить прочностные характеристики бетона или арматуры, или изменить геометрические размеры сечения и повторить расчет, начиная с п. 22 алгоритма.

6.3. Расчет полки плиты на местный изгиб

Задача расчета – из условия прочности полки по нормальному сечению определить требуемую площадь арматуры, по которой следует принять стандартную арматурную сетку.

Расчетную схему полки плиты принимать в зависимости от наличия промежуточных поперечных ребер.

При этом в ребристых плитах покрытия для промзданий рекомендуются промежуточные поперечные ребра с шагом (1...1,5)м. При шаге поперечных ребер, равном 1 м, полка оказывается разделенной на ячейки, соотношение размеров сторон которых $l_{ол}/l_{кор} > 2$. Поэтому расчет такой полки должен вестись в направлении короткого пролета, т. е. в направлении шага поперечных ребер. В связи с указанным для статического расчета полки необходимо выделить полосу шириной 1 пог.м поперек поперечных ребер, и рассмотреть эту полосу как многопролетную неразрезную балку, промежуточными опорами которой служат поперечные ребра плиты (рис. 6.2).

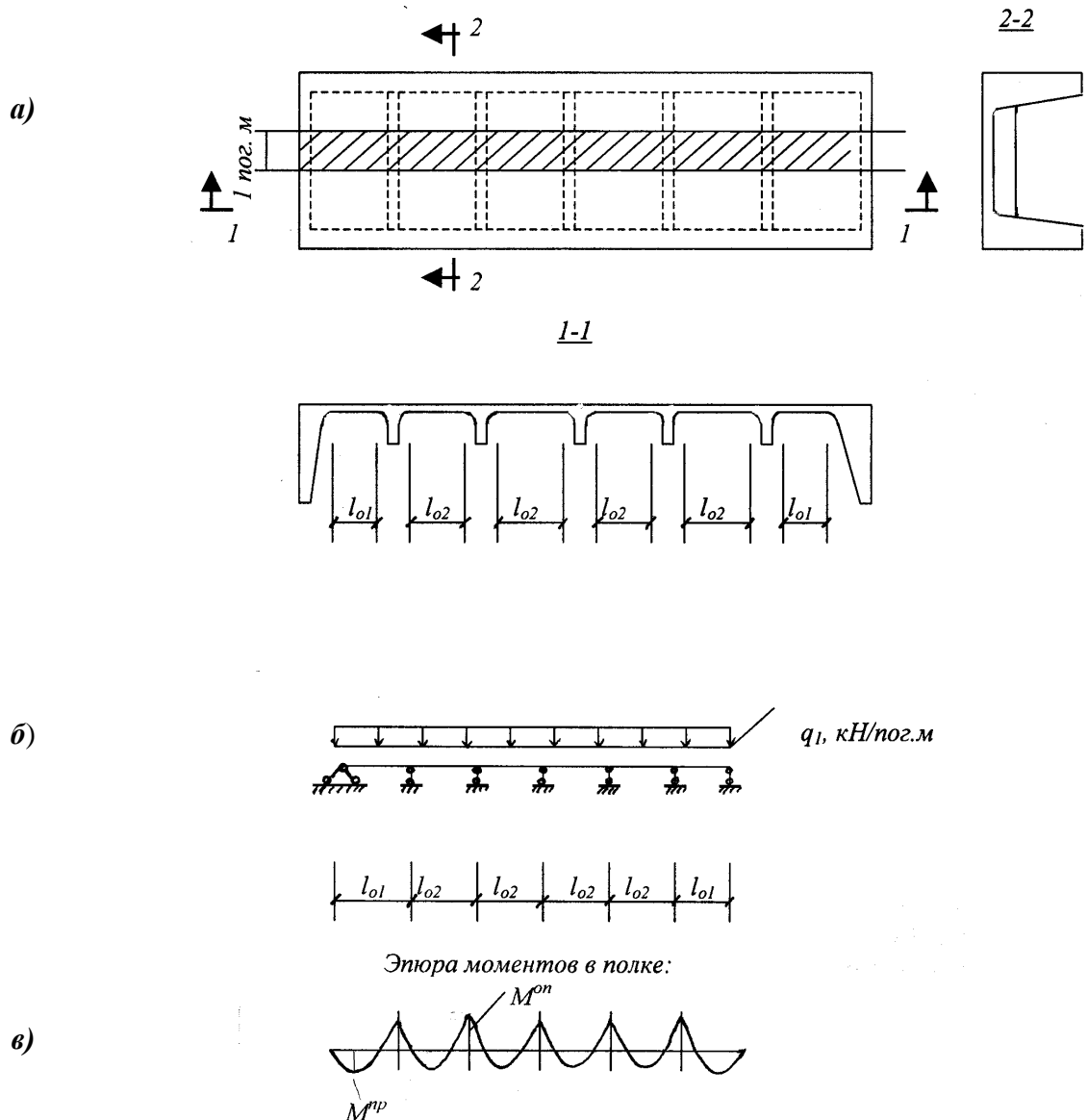


Рис. 6.2. К расчету полки плиты на местный изгиб

- а) конструкция плиты;
 б) статическая расчетная схема полки;
 в) эпюра моментов в полке.

При этом расчетную нагрузку q_1 (кН/м²) на полку плиты следует определить с учетом собственного веса лишь полки, а не веса всей плиты.

Расчетный пролет полки l_{01} определить по рис. 6.2 как расстояние в свету между поперечными ребрами.

Для расчетной схемы полки, принятой по рис. 6.2, расчетный момент с учетом её частичного защемления в ребрах равен $M = \frac{q_1 l_{01}^2}{11}$.

После расчета моментов подбор арматуры для полки выполняется согласно алгоритма в табл. 6.3.

Для сетки в полке принимать проволоку Вр-I (\varnothing 3, 4, 5 мм), либо стержни класса А-III ($\varnothing \geq 6$ мм).

Расчет арматуры полки плиты

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Вычислить $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$.	$h_0 = 0,5h_f', b = 1 \text{ м.}$
2	По значению α_m из [3, табл. 3.1] найти соответствующее значение коэффициента ζ .	
3	Требуемую площадь продольной рабочей арматуры полки плиты вычислить, как в прямоугольном сечении, по формуле: $A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta}.$	R_s – расчетное сопротивление проволочной арматуры Вр-I либо стержневой класса А-III, из табл. 20 [1].
4	По сортаменту сварных сеток (прил. 7 [3], прил. III [8]) принять стандартную сетку. Записать ее марку и площадь арматуры, которую она обеспечивает.	

6.4. Расчет плиты по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет относится ко второй группе предельных состояний и производится по условию (124) СНиП [1]:

$$M \leq M_{crc}.$$

Расчет следует начинать с определения геометрических характеристик расчетного сечения (рис. 6.1):

$$A_{red}, S_{red}, y_0, I_{red}, W_{red} = I_{red}/y_0, r = \varphi W_{red}/A_{red}.$$

Примеры расчета указанных геометрических характеристик см. [2, 3, 4, 7, 8].

Момент трещинообразования M_{crc} для нормальных сечений ребер плиты определяют по формуле (125) СНиП [1] в соответствии с приведенным ниже алгоритмом (табл. 6.4).

Таблица 6.4

Расчет момента трещинообразования M_{crc} для нормальных сечений плиты в стадии эксплуатации

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Вычислить $M_{rp} = P(e_{op} + r)$, где $P = \gamma_{sp} A_{sp}^{факт} (\sigma_{sp} - \sigma_{los})$; $e_{op} = y_0 - a_s$.	M_{rp} – момент усилия предварительного обжатия P (см. [1], п. 4.5); σ_{sp} – см. 1.23 СНиП [1]; σ_{los} – см. п. 2. табл. 6.2; $\gamma_{sp} = (1 - \Delta\gamma_{sp})$ – коэффициент точности натяжения арматуры; $\Delta\gamma_{sp}$ – см. ф. (7) СНиП [1]; y_0, a_s – см. рис. 6.1;

1	2	3
		$A_{sp}^{факт}$ – площадь поперечного сечения для принятого количества стержней (проволок, канатов) напрягаемой арматуры (п. 8, табл. 6.1).
2	Вычислить момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна W_{pl} : $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}$	Коэффициент γ учитывает влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения. Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$.
3	Момент трещинообразования $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}$	См. п. 4.5 СНиП [1], (ф. 125).
4	Сравнить внешний момент M_n с усилием M_{crc} и сделать вывод о трещиностойкости нормальных сечений плиты в стадии эксплуатации (образуются или не образуются трещины). Если расчет показывает, что нормальные <i>трещины образуются</i> , то далее выполнить расчет ширины раскрытия трещин (табл. 6.6 алгоритма), и далее – расчет по деформациям с учетом наличия трещин в растянутом бетоне (табл. 6.8 алгоритма). Если по расчету нормальные <i>трещины не образуются</i> , то выполнить лишь расчет плиты по деформациям, как для элементов без трещин (табл. 6.7 алгоритма).	$M_n = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8}$ – момент от нормативной нагрузки (т.е. при коэффициенте $\gamma_f = 1$), где q_n – нормативное значение нагрузки на 1 м.п. плиты

6.5. Расчет трещиностойкости плиты в стадии изготовления и транспортирования

После передачи обжатия арматурой на бетон при изготовлении плиты возможно образование трещин в бетоне верхней зоны плиты. Поэтому следует проверить трещиностойкость плиты в стадии изготовления от совместного действия усилия обжатия P и собственного веса плиты. Последний при этом необходимо учитывать с коэффициентом динамичности (п. 1.13 [1]), но без учета коэффициента надежности по нагрузке.

Расчетная схема плиты при транспортировке и складировании приведена на рис. 6.3.

Расчет выполнить в соответствии с алгоритмом, приведенным в табл. 6.5.

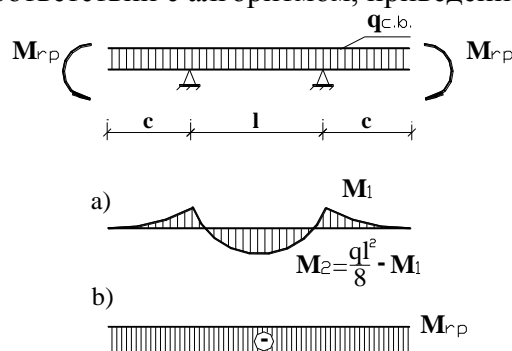


Рис. 6.3. Расчетная схема плиты при транспортировании и монтаже

а) эпюра моментов от собственного веса; б) эпюра моментов от обжатия.

Расчет трещиностойкости плиты в стадии изготовления и транспортирования

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Вычислить момент от собственного веса $M_1 = \frac{gc^2}{2}.$	c – расстояние от края плиты до монтажной петли, равное $(0.6 \div 0.8) \text{ м}$; g – масса одного погонного метра плиты с учетом $\gamma_d = 1,6$ (но без учета коэффициента надежности по нагрузке).
2	Проверить условие трещиностойкости: $P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_1 \leq R_{bt,p} W_{pl}',$ где $P_1 = \gamma_{sp} A_{sp}^{\phi_{акм}} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2)$; при $\gamma_{sp} = (1 + \Delta\gamma_{sp}) \geq 1.1$; $r_{inf} = \frac{\varphi I_{red}}{(h - y_0) A_{red}};$ $R_{bt,p}$ – нормативное сопротивление бетона растяжению, которое соответствует передаточной прочности бетона R_{bp} ; определить интерполяцией по табл. 13 [1]. R_{bp} принимать по [1, п. 2.6].	$\Delta\gamma_{sp}$ – см. ф. (7) СНиП [1]; σ_1, σ_2 – см. табл. 5 СНиП [1]; $\varphi = 1.6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}};$ принимать $0.7 \leq \varphi \leq 1$; допускается принимать $\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 0.75$; $W_{pl}' = \frac{1.5 I_{red}}{h - y_0}$ – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна. Если условие выполняется, трещины в верхней зоне при отпуске напрягаемой арматуры не образуются; в противном случае – образуются. Тогда в соответствии с рекомендациями п.п. 1.18, 4.15, 4.27 СНиП [1] значение усилия обжатия P необходимо снизить на величину ΔP , определяемую по ф. (150) [1], и скорректировать расчет трещиностойкости и жесткости плиты.

6.6. Расчет прочности плиты в стадии изготовления и монтажа

Нормальные сечения проверяют на прочность при внецентренном сжатии с учетом рекомендаций [4, с. 131÷133]. Расчетное сопротивление бетона R_b^p , соответствующее передаточной прочности R_{bp} , принимать с учетом коэффициента условий работы γ_{b8} , т.е. равным $\gamma_{b8} \cdot R_b^p$.

Алгоритм расчета приведен в [4, табл. 3.13]. С примерами расчета прочности плиты в стадии изготовления можно ознакомиться в [4, 7].

6.7. Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси плиты

Расчет заключается в проверке условия $a_{crc} \leq a_{crc,u}$. При этом следует проверять как непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} , так и продолжительное a_{crc2} .

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин $a_{crc,u}$ зависит от категории требований к трещиностойкости конструкций и класса напрягаемой арматуры, и приведена в [1, табл. 2].

Величина a_{crc} раскрытия нормальных трещин в продольных ребрах плиты определяется по ф. (144) СНиП [1] в соответствии с алгоритмом расчета, приведенном в табл. 6.6. Расчет производится на действие моментов от нормативной нагрузки (как для предельных состояний второй группы).

Таблица 6.6

Определение раскрытия нормальных трещин a_{crc1} , a_{crc2} ребер плиты при третьей категории требований к трещиностойкости

	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	<p>Вычислить</p> $\sigma_{s1} = \frac{M_{n,l} - P(z - e_{sp})}{W_s},$ <p>где $P = A_{sp}^{факт}(\sigma_{sp} - \sigma_{los})$; $z = h_0 - 0.5h_f$; $e_{sp} = 0$; $W_s = A_s \cdot z$.</p>	<p>σ_{s1} – приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок; $M_{n,l}$ – момент от нормативных значений постоянной и временной длительной части нагрузки на плиту; $\sigma_{sp}, \sigma_{los}$ – см. табл. 6.4, п. 1; $A_{sp}^{факт}$ – площадь принятой напрягаемой арматуры.</p>
2	<p>Вычислить</p> $\sigma_{s2} = \frac{M_n - Pz}{W_s}.$	<p>σ_{s2} – приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия полной нагрузки; M_n – момент от нормативного значения полной нагрузки.</p>
3	<p>Вычислить a'_{crc1} по формуле (144) СНиП [1], принимая $\sigma_s = \sigma_{s2}$, $\mu = \frac{A_s^{факт}}{bh_0} \leq 0.02$, $\delta=1$, $\eta = 1$, $\varphi_l = 1$.</p>	<p>a'_{crc1} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всей нагрузки; d – диаметр напрягаемой арматуры, мм.</p>
4	<p>Вычислить a''_{crc1} по формуле (144) СНиП [1], принимая $\sigma_s = \sigma_{s1}$, $\varphi_l = 1$.</p>	<p>a''_{crc1} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной частей нагрузки.</p>
5	<p>Вычислить a_{crc2} по формуле (144) СНиП [1], принимая $\sigma_s = \sigma_{s2}$, $\varphi_l = 1.5$. Сравнить a_{crc2} с $a_{crc2,u}$ по табл. 2 [1].</p>	<p>a_{crc2} – продолжительная ширина раскрытия трещин от постоянной и длительной частей нагрузки.</p>
6	<p>Вычислить непродолжительную ширину раскрытия трещин $a_{crc1} = a'_{crc1} - a''_{crc1} + a_{crc2}$ и сравнить с величиной $a_{crc1,u}$ по табл. 2 [1].</p>	<p>В случае, если проверки в пп. 5 и 6 алгоритма не выполняются, принять меры по повышению трещиностойкости плиты (увеличить количество напрягаемой арматуры, величину предварительного напряжения в ней либо принять</p>

Окончание табл. 6.6

1	2	3
---	---	---

		более высокопрочную арматуру). Затем повторить расчет ширины раскрытия трещин по настоящему алгоритму до тех пор, пока требования СНиП [1] к величине ширины раскрытия трещин будут выполнены.
--	--	--

6.8. Расчет плиты по деформациям

Расчет заключается в определении максимального прогиба f и проверке условия $f \leq f_u$. Алгоритмы определения прогиба конструкций f для двух случаев работы плиты в стадии эксплуатации (с трещинами или без трещин в растянутом бетоне по результатам расчета табл. 6.4) приведены ниже в табл. 6.7 и 6.8, соответственно.

Таблица 6.7

Определение прогиба f плиты в стадии эксплуатации (для случая работы плиты без трещин в растянутом бетоне)

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Вычислить прогиб плиты: $f_{sh,t} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 s l_0^2,$ где $\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$ – кривизна оси плиты.	$f_{sh,t}$ – прогиб от кратковременной части нагрузки; $s = \frac{5}{48}$ – для шарнирно опертой плиты; l_0 – расчетный пролет плиты; M – момент от кратковременной части нормативной нагрузки (снеговой); E_b – см. табл. 18 [1]; φ_{b1} – см. п. 4.24 [1].
2	Вычислить $f_{lt} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 s l_0^2,$ где $\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{\varphi_{b2} \cdot M}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}$ – кривизна оси плиты.	f_{lt} – прогиб от постоянной и длительно действующей частей нагрузки на плиту; M – момент от постоянной и длительно действующей частей нормативной нагрузки.
3	Вычислить $f_{cp} = \frac{P e_{op} l_0^2}{8 \varphi_{b1} E_b I_{red}}$.	f_{cp} – выгиб от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P ; P, e_{op} – из табл. 6.4 алгоритма.
4	Вычислить $f_{csc} = \left(\frac{1}{r}\right)_4 \frac{l_0^2}{8}$.	f_{csc} – выгиб вследствие ползучести бетона от обжатия; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – см. формулу (158) СНиП [1].
5	Вычислить полное значение прогиба $f = f_{sh,t} + f_{lt} - f_{cp} - f_{csc}.$	

Окончание табл. 6.7.

1	2	3
6	Проверить условие $f \leq f_u$.	f_u – предельно допустимый прогиб конструкции; см. табл. 4 [1]. В случае, если условие не выполняется, принять меры по повышению жесткости плиты (например, см. п. 6, табл. 6.6). Затем повторить расчет деформаций по настоящему алгоритму до тех пор, пока требования СНиП [1] к величине прогибов будут выполнены.

Таблица 6.8

**Определение прогиба f плиты в стадии эксплуатации
(для случая работы плиты с трещинами в растянутом бетоне)**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Вычислить $\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} \leq 1.$	$R_{bt,ser}$ – см. табл. 12 [1]; W_{pl}, M_{rp} – см. табл. 6.4 алгоритма; M – момент от постоянной и длительно действующей частей нормативной нагрузки.
2	Вычислить $\psi_s = 1.25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3.5 - 1.8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,$ где $e_{s,tot} = \frac{M}{P}$, принимать $\frac{e_{s,tot}}{h_0} \geq \frac{1.2}{\varphi_{ls}}$.	ψ_s – коэффициент, характеризующий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами [1, п. 4.29]; $\varphi_{ls} = 0.8$ по табл. 36 [1].
3	Вычислить полную кривизну для участка с трещинами по ф. (170) СНиП [1] $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$ При этом каждое из значений, входящих в это выражение, определять по ф. (160) СНиП [1].	При вычислении $\left(\frac{1}{r}\right)_i$ следует принимать соответствующий нормативный момент (от всей нагрузки, либо от постоянных и длительных нагрузок) и учитывать продолжительность действия нагрузки при выборе коэффициентов ν (табл. 35 [1]) и φ_{ls} (табл. 36 [1]).
4	Полный прогиб на участке с трещинами $f = \frac{1}{r} s l_0^2.$	$s = \frac{5}{48}$ - для шарнирно опертой плиты.
5	Проверить условие $f \leq f_u$. Если условие <u>выполняется</u> , то жесткость конструкции достаточна.	f_u – см. табл. 4 [1]. В случае, если условие <i>не выполняется</i> , принять меры по повышению жесткости плиты (например, см. п. 6, табл. 6.6). Затем повторить расчет по деформациям по настоящему алгоритму до тех пор, пока требования СНиП к величине прогибов не будут выполнены.

7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

Железобетонные фермы применяются при пролетах 18, 24 и 30 м при шаге 6 м и 12 м.

В курсовом проекте может быть принят любой тип стропильных ферм (сегментные с верхним поясом ломаного очертания, арочные раскосные, арочные безраскосные, полигональные с параллельными поясами или малым уклоном верхнего пояса).

Студенты должны выполнить расчет и конструирование верхнего и предварительно напряженного нижнего поясов фермы, элементов решетки, опорного узла и одного ÷ двух промежуточных узлов. Допускается выполнять только расчет прочности (т.е. расчет элементов фермы по предельным состояниям второй группы в учебном проекте можно не производить).

Статический расчет фермы студент может выполнять любым методом строительной механики, предполагая шарнирное соединение элементов в узлах (графоаналитический метод Максвелла–Кремоны, метод сечений и др.), либо используя результаты расчета фермы на единичные нагрузки (см. табл. Б.1, Б.2 и Б.3 приложения Б настоящих методуказаний).

Следует рассмотреть **три схемы загрузки** фермы:

- распределенной по всему пролету нагрузкой от собственного веса покрытия (с учетом собственного веса фермы);
- распределенной по всему пролету снеговой нагрузкой;
- распределенной по половине пролета снеговой нагрузкой.

В курсовом проекте допускается во всех схемах загрузки принимать равномерное распределение нагрузки (без учета снеговых «мешков» в ендовах покрытия).

Составить таблицу сочетаний расчетных усилий в стержнях фермы: к усилию от постоянной нагрузки прибавить усилие от одного из вариантов загрузки снегом, чтобы получить невыгоднейшее (максимальное усилие) (см. табл. Б.4 приложения Б настоящих методуказаний). Если в вариантах схем (а + б) и (а + в) получаются усилия различных знаков (сжатие-растяжение), следует оба эти усилия принять для расчета сечения соответствующего стержня.

Ниже приведены алгоритмы расчета сечений элементов фермы (табл. 7.1, 7.2).

Расчет узлов стропильной фермы приведен в [3, с. 420...422], примеры расчета – в [8].

Для сжатых раскосов в целях упрощения расчетов допускается выполнять проверку прочности сечения, как для условно центрально сжатых со случайными эксцентриситетами элементов [3, гл. IV]. При этом сечением арматуры следует задаться из условия конструктивного минимума: $A_s \geq \mu_{\min} b h_0$, где μ_{\min} – см. [1, табл. 38]. После этого проверить условие прочности.

Таблица 7.1

Расчет армирования предварительно напряженного растянутого нижнего пояса фермы

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Для расчета требуемой площади напрягаемой арматуры принять невыгоднейшее усилие в наиболее нагруженной панели нижнего пояса N_{\max} .	
2	Вычислить требуемую площадь напрягаемой арматуры, как для центрально растянутого элемента: $A_s = \frac{N_{\max}}{\gamma_{s6} R_s}$	$\gamma_{s6} = \eta$ - принимать по [1, п. 3.13]; R_s - расчетное сопротивление напрягаемой арматуры фермы.
3	По сортаменту принять количество стержней (либо проволок, канатов), достаточных для обеспечения площади A_s .	b, h – размеры сечения нижнего пояса; принимать типовые для соответствующих марок унифицированных ферм [6].

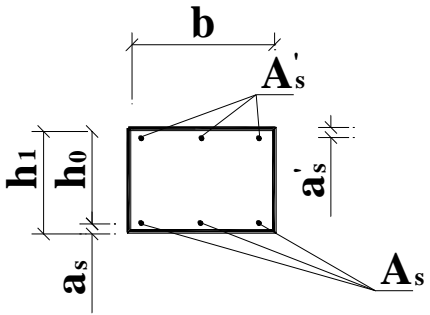
Окончание табл. 7.1

1	2	3
4	Проверить процент армирования $\mu_{\min} \leq \mu = \frac{A_s^{\text{факт}}}{b \cdot h} \cdot 100\% \leq 3\% .$	μ_{\min} – см. [1, табл. 38].

Таблица 7.2

Расчет армирования верхнего сжатого пояса фермы и сжатых элементов решетки

№ п/п	Алгоритм	Пояснения, справки
1	2	3
1	Для расчета принять невыгоднейшее усилие (по результатам статического расчета) N для наиболее нагруженной панели верхнего пояса.	
2	Определить ориентировочно требуемую площадь сечения верхнего пояса: $A_b = \frac{N}{0.8(R_b + 0.03R_{sc})},$ и принять размеры сечения пояса $b \times h_1$.	Ширину b сечения поясов из условия опирания плит покрытия принимать не менее 220 мм при пролете 18 м и шаге рам 6 м; во всех остальных случаях – 280 мм; высоту сечения h_1 принимать кратной 50 мм. R_{sc} – принимать по [1, п. 2.27]; R_b – принимать по [1, табл. 13]; при этом класс бетона для фермы назначать не ниже, чем указано в [1, табл. 8].
3	Назначить величину случайного эксцентриситета в соответствии с [1, п. 1.21]: $e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} l/600 \\ h_1/30 \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\}$	$l = 300$ см – длина верхнего пояса между точками закрепления.
4	Уточнить расчетную длину l_0 верхнего пояса в плоскости фермы: при $e_a < \frac{1}{8}h_1$ принять $l_0 = 0.9l$; при $e_a \geq \frac{1}{8}h_1$ принять $l_0 = 0.8l$. Для принятой расчетной длины вычислить гибкость $\lambda = \frac{l_0}{h_1}$.	См. [1, табл. 33]. При $\lambda > 4$ учитывать влияние прогиба на несущую способность элемента путем умножения e_a на коэффициент η , определяемый по ф. (19) [1]. При $\lambda \leq 4$ в расчете принимать $\eta = 1$, т.е. $e_0 = e_a$.

1	2	3
5	<p>Вычислить условную критическую силу</p> $N_{cr} = \frac{6.4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_l / \varphi_p} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right],$ <p>где $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1}$;</p> $M_{II} = N_l(h_0 - a_s)/2;$ $M_1 = N(h_0 - a_s)/2;$ <p>здесь δ_l принимать равным e_a/h_1, но не менее $\delta_{e,min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h_1} - 0.01 R_b$;</p> $\varphi_p = 1; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad I_s = \mu b h_0 (0.5 h_1 - a_s)^2,$ <p>где μ принять в пределах $(0.5 \div 3)\%$, т.е. $\mu = 0.005 \div 0.03$.</p>	<p>Поперечное сечение верхнего пояса:</p>  <p>N_l - продольная сила в расчетном сечении от действия постоянных и длительных нагрузок;</p> $a_s = a'_s = (40 \div 50) \text{ мм}.$ <p>Если $N_{cr} < N$ то размеры сечения следует увеличить.</p>
6	<p>Вычислить коэффициент</p> $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}.$	См. п. 3.6 СНиП [1].
7	$e = e_a \eta + 0.5 h_1 - a_s.$	
8	<p>Принимая $A_s = A'_s$, определить $\bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0}$.</p> <p>Сравнить \bar{n} и ξ_R.</p> <p>а) Если $\bar{n} > \xi_R$, то требуемую площадь арматуры A_s, A'_s находить по п.п. 9÷11 алгоритма.</p> <p>б) Если $\bar{n} \leq \xi_R$, то требуемую площадь арматуры A_s, A'_s находить по п.п. 12÷13 алгоритма.</p>	<p>Для поясов фермы целесообразно принимать $A_s = A'_s$ - случай симметричного армирования, т.к. учитывается лишь случайный эксцентриситет.</p> <p>Величину ξ_R вычислить по ф. (25) СНиП [1].</p>
9	<p>Вычислить величину $\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_R) + 2\alpha \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha}$,</p> $\bar{n} \left(\frac{e}{h_0} - 1 + 0.5 \bar{n} \right)$ <p>где $\alpha = \frac{1}{1 - \delta'}$.</p> <p>Если $\xi > \xi_R$, то площадь $A_s = A'_s$ находить по п. 10 алгоритма.</p>	$\delta' = \frac{a'_s}{h_0}.$ <p>При $\alpha < 0$ продольная арматура по расчету не требуется, и площадь $A_s = A'_s$ следует принимать по конструктивному минимуму как $A_{s,min} = \mu_{min} b h_0$, где μ_{min} см. [1, табл. 38], но не менее $2\emptyset 12$.</p>
10	<p>При симметричном армировании</p> $A_s = A'_s = \frac{N}{R_{sc}} \frac{\frac{e}{h_0} - 1 + 0.5 \bar{n}}{1 - \delta'}.$	R_{sc} принять по [1, табл. 22]) для соответствующего класса арматуры с учетом рекомендаций [1, п. 2.19].

1	2	3
11	Проверить процент армирования: $\mu_1 = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% .$	Если μ_1 отличается от принятого μ (п. 5) не более, чем на 0.005, расчет считается окончанным. При большей разнице принимать новое значение процента армирования $\mu_2 = \frac{\mu + \mu_1}{2}$ и повторить расчет, начиная с п. 5. Если окажется $\mu_1 > 0.035$, то увеличить размеры сечения либо класс бетона или арматуры, и повторить расчет заново.
12	Требуемая площадь арматуры в сечении элемента: $A_s = A'_s = \frac{N}{R_{sc}} \frac{e - h_0 + \frac{0.5N}{R_b b}}{h_0 - a'_s} .$	Принимать арматуру не менее, чем по 2Ø12А-III у верхней и нижней граней элемента.
13	То же, что и в п. 11 алгоритма.	

8. УКАЗАНИЯ ПО ОФОРМЛЕНИЮ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

В курсовом проекте студент должен выполнить рабочие чертежи всех рассчитанных несущих конструкций промздания.

Рабочий чертеж каждого железобетонного элемента должен включать: опалубочный чертеж с размещением и маркировкой закладных деталей и обозначением всех размеров элемента; схем армирования с указанием марок всех арматурных изделий (каркасов, сеток); рабочие чертежи всех арматурных каркасов, сеток и закладных деталей; спецификации; ведомость расхода стали и примечания в виде указаний по изготовлению конструкций. Следует иметь ввиду, что для стандартных рулонных или плоских арматурных сеток (используемых, например, для армирования полки плиты покрытия) рабочий чертеж не разрабатывается, а на схемах армирования плиты лишь указывают стандартную марку сетки по ГОСТу.

Сборочный чертеж (в составе опалубочного чертежа и схем армирования) железобетонной конструкции вычерчивается на отдельном листе, а на втором листе – рабочие чертежи арматурных изделий и закладных деталей. При этом ведомость расхода стали располагается на сборочном чертеже.

Примеры оформления рабочих чертежей железобетонных конструкций приведены на стендах кафедры.

9. КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПОДГОТОВКИ К ЗАЩИТЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА №2 ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

1. Какой вид имеет статическая расчетная схема поперечной рамы проектируемого здания?
2. Какие усилия возникают в расчетных сечениях колонны поперечной рамы?
3. Как определить расчетные усилия в ветвях двухветвевой колонны после статического расчета рамы?
4. По каким усилиям производится расчет арматуры в сечениях колонны поперечной рамы?
5. Какие усилия возникают в промежуточной распорке двухветвевой колонны поперечной рамы?
6. Какая арматура и по каким усилиям рассчитывается в распорке двухветвевой колонны?
7. Какие усилия передаются на фундамент от колонны поперечной рамы?
8. От чего зависят размеры подошвы фундамента под колонну, определяемые расчетом?
9. Как определяется требуемая площадь арматуры для сеток, укладываемых у подошвы фундамента?
10. По каким усилиям выполняется расчет армирования подколонника фундамента?
11. Как располагается рабочая продольная арматура в сечениях подколонника фундамента?
12. Как располагается рабочая поперечная арматура в сечениях подколонника фундамента?
13. Из какого условия выполняется расчет рабочей высоты плитной части фундамента под колонну?
14. Что такое «пирамида продавливания» в фундаменте под колонну? Как необходимо располагать контур (очертание) фундамента по отношению к «пирамиде продавливания» и почему?
15. Какова статическая расчетная схема принимается при расчете продольных ребер плиты покрытия и почему?
16. Какова расчетная схема поперечного сечения принимается при расчете прочности нормальных и наклонных сечений плиты покрытия?
17. Для каких целей применяется предварительное напряжение в плите покрытия?
18. В каких местах по высоте сечения располагается напрягаемая арматура в плите покрытия и почему?
19. Чем воспринимается поперечная сила в сечениях?
20. Как располагается поперечная арматура в сечениях ребристой плиты покрытия?

21. Какова статическая расчетная схема принимается для поперечного ребра плиты покрытия?
22. Какая арматура и по каким усилиям рассчитывается в поперечном ребре плиты покрытия?
23. Какова статическая расчетная схема принимается при расчете полки ребристой плиты покрытия на местный изгиб?
24. Как располагается рабочая продольная арматура в сетке, которой армируется полка плиты покрытия, и почему?
25. Какие расчеты по второй группе предельных состояний выполнялись для ребристой плиты покрытия? В чем их суть (кратко)?
26. Какова статическая расчетная схема плиты покрытия принимается при расчете ее на монтажные усилия?
27. На действие каких воздействий (нагрузок) выполняется расчет плиты покрытия на монтажные усилия?
28. Как определить требуемую площадь сечения монтажной петли для железобетонной конструкции заводского изготовления?
29. Что такое контролируемое напряжение в напрягаемой арматуре σ_{con} , как определять его значение в соответствии с Нормами?
30. Что такое передаточная прочность бетона R_{bp} ? Каковы требования СНиП к величине R_{bp} ?
31. Какие схемы загрузки приняты при статическом расчете стропильной конструкции?
32. Какие усилия возникают в элементах стропильной фермы (верхнем поясе, нижнем поясе, раскосах, стойках)?
33. Как рассчитывать прочность верхнего пояса стропильной фермы (назвать вид напряженного состояния, привести условие прочности)?
34. Как рассчитывать прочность нижнего пояса стропильной фермы (назвать вид напряженного состояния, привести условие прочности)?
35. Какие усилия возникают в опорном узле стропильной фермы?
36. По какому усилию следует выполнять расчет поперечного армирования в опорном узле стропильной фермы?

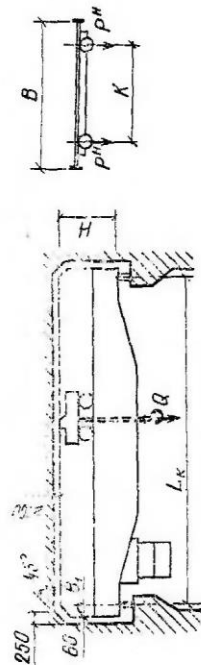
СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. /Госстрой СССР: Введ. 01.01.86.- М., 1985. – 79 с.
2. Залізобетонні конструкції: Підручник/ А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін. – К., Вища школа, 1995. – 591 с.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М., Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б.Голышева. – К., Будівельник, 1990. – 544 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (без предварительного натяжения арматуры). – М., ЦНТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
6. Справочник проектировщика: Типовые сборные железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / Под ред. Г.И.Бердичевского. – М., Стройиздат, 1981. – 382 с.
7. Дрозд Я.И., Пастушков Г.П. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – Минск, Вышэйшая шк., 1985. – 286 с.
8. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебн. Пособие для техникумов. – М., Стройиздат, 1989 – 506 с.
9. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. / Госстрой СССР: Введ. 01.01.89. – М., Стройиздат, 1988. – 57 с.
10. СНиП 2.02.01-81. Основания зданий и сооружений /Госстрой СССР: Введ. 01.01.85. – М., 1983. – 83 с.
11. Бондаренко В.М., Судницын А.И., Назаренко В.Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций: Учебн. пособие для строит. вузов / Под. ред. В.М. Бондаренко. – М., Высш. школа, 1988. – 304 с.
12. Железобетонные конструкции. Улицкий И.И., Ривкин С.А., Самолетов М.В. и др. – Киев, Будівельник, 1973. – 992 с.
13. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины. – 2006.

ПРИЛОЖЕНИЕ А.
НАГРУЗКИ И ГАБАРИТЫ МОСТОВЫХ КРАНОВ
(ВЫБОРКА ИЗ ГОСТ 3332-54)

Таблица А.1

Нагрузки и габариты мостовых кранов среднего режима работы



Грузоподъемность крана Q, т	М	Пролеты крана L _к	Основные габаритные размеры, мм			Масса, т		Тип подкранового рельса
			ширина крана В	база крана К	Н	В ₁	Давление колес на подкрановый рельс Р _н , Кн	
								Масса, т
								тележки
								крана с тележкой

И. Краны с одним крюком

5	10,5	5000	3500	1650	230	70	2,2	13,6	КР 70
	16,5	5000	3500	1650	230	82	2,2	18,1	КР 70
	22,5	6500	5000	1650	230	101	2,2	25	КР 70
	28,5	6500	5000	1650	230	115	2,2	31,2	КР 70
10	10,5	6300	4400	1900	260	115	4	17,5	КР 70
	16,5	6300	4400	1900	260	125	4	21	КР 70
	22,5	6300	4400	1900	260	145	4	27	КР 70
	28,5	6300	5000	1900	260	170	4	34,8	КР 70
15	10,5	6300	4400	2300	260	145	5,3	20	КР 70
	16,5	6300	4400	2300	260	165	5,3	25	КР 70
	22,5	6300	4400	2300	260	185	5,3	31	КР 70
	28,5	6300	5000	2300	260	210	5,3	41	КР 70

II. Краны с двумя крюками

15/3	10,5	6300	4400	2300	260	155	7	22,5	КР 70
	16,5	6300	4400	2300	260	175	7	26,5	КР 70
	22,5	6300	4400	2300	260	190	7	34	КР 70
	28,5	6300	5000	2300	260	220	7	43,5	КР 70

Продолжение табл. А.1

Грузоподъемность крана Q, т	М	Основные габаритные размеры, мм			Давление колес на подкрановый рельс Р _н , Кн	Масса, т		Тип подкранового рельса
		ширина крана В	база крана К	Н		тележки	крана с тележкой	
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	8,5	23,5	КР 70
	16,5	6300	4400	2400	260	8,5	28,5	КР 70
	22,5	6300	4400	2400	260	8,5	36	КР 70
	28,5	6300	5000	2400	260	8,5	46,5	КР 70
30/5	10,5	6300	5000	2750	300	12	35	КР 70
	16,5	6300	5000	2750	300	12	42,5	КР 70
	22,5	6300	5100	2750	300	12	52	КР 70
	28,5	6300	5100	2750	300	12	62	КР 70
50/10	10,5	6650	5250	3150	300	18	47	КР 80
	16,5	6650	5250	3150	300	18	56,5	КР 80
	22,5	6650	5250	3150	300	18	66,5	КР 80
	28,5	6650	5250	3150	300	18	77	КР 80

Таблица А.2

Рельсы крановые

Тип рельса	Высота рельса h, мм	Ширина головки b, мм	Ширина подложки b _п , мм	Площадь сечения F, см ²	Моменты инерции		Масса I, кг
					J _x	J _y	
КР 70	120	70	120	67,3	1081,99	327,16	52,7
КР 80	130	80	130	81,13	1547,4	482,39	63,52
КР 100	150	100	150	113,32	2864,73	940,98	88,73
КР 120	170	120	170	150,44	4923,79	1694,83	117,89

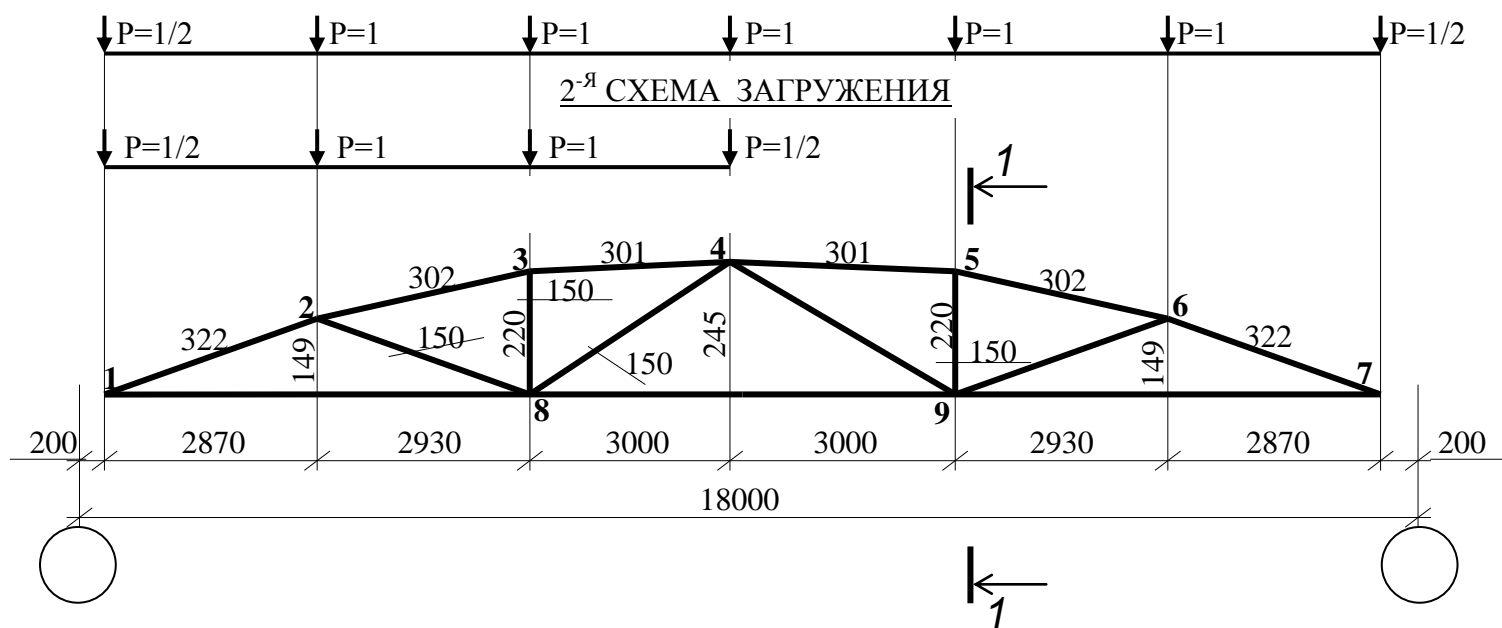
Примечание. Рельсы типа КР 70 назначают для кранов грузоподъемностью до 30 т включительно, КР 80 для кранов грузоподъемностью 50 т, КР 100 для кранов грузоподъемностью 75 т и КР 120 для кранов грузоподъемностью 100—250 т.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б.
УСИЛИЯ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМ ПРОЛЕТАМИ 18 м, 24 м, 30 м
ОТ ЗАГРУЖЕНИЯ ЕДИНИЧНОЙ НАГРУЗКОЙ

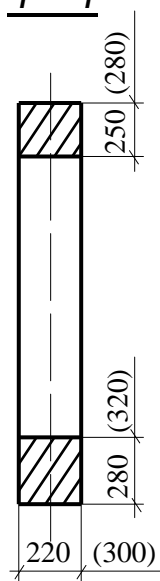
Ф - 18

1-я СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ

2-я СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ



1 - 1



Примечание.

Приведенные размеры сечений:
- без скобок – при шаге ферм 6 м,
- в скобках – при шаге ферм 12 м.

Таблица Б.1

Усилия от единичных загрузжений фермы пролетом 18 м

Элементы фермы	№ стержня	Усилия в стержнях фермы*	
		для схемы загрузки №1	для схемы загрузки №2
Верхний пояс	1 – 2	-5,343 (-5,328)	-3,752 (-3,740)
	2 – 3	-5,370 (-5,359)	-3,365 (-3,355)
	3 – 4	-5,245 (-5,235)	-3,281 (-3,271)
	4 – 5	-5,245 (-5,235)	-1,964 (-1,964)
	5 – 6	-5,370 (-5,359)	-2,005 (-2,004)
	6 – 7	-5,343 (-5,328)	-1,591 (-1,588)
Нижний пояс	1 – 8	4,725 (4,709)	3,317 (3,305)
	8 – 9	5,310 (5,303)	2,655 (2,651)
	9 – 7	4,725 (4,709)	1,408 (1,405)
Раскосы	2 – 8	0,557 (0,563)	-0,051 (-0,047)
	4 – 8	-0,106 (-0,109)	0,794 (0,787)
	4 – 9	-0,106 (-0,109)	-0,900 (-0,896)
	6 – 9	0,557 (0,563)	0,608 (0,611)
Стойки	3 – 8	-0,190 (-0,193)	-0,488 (-0,489)
	5 – 9	-0,190 (-0,193)	0,298 (0,296)

* Значения усилий без скобок приведены для шага ферм 6 м, в скобках – для шага ферм 12 м.

Ф - 24

1-я СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ

2-я СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ

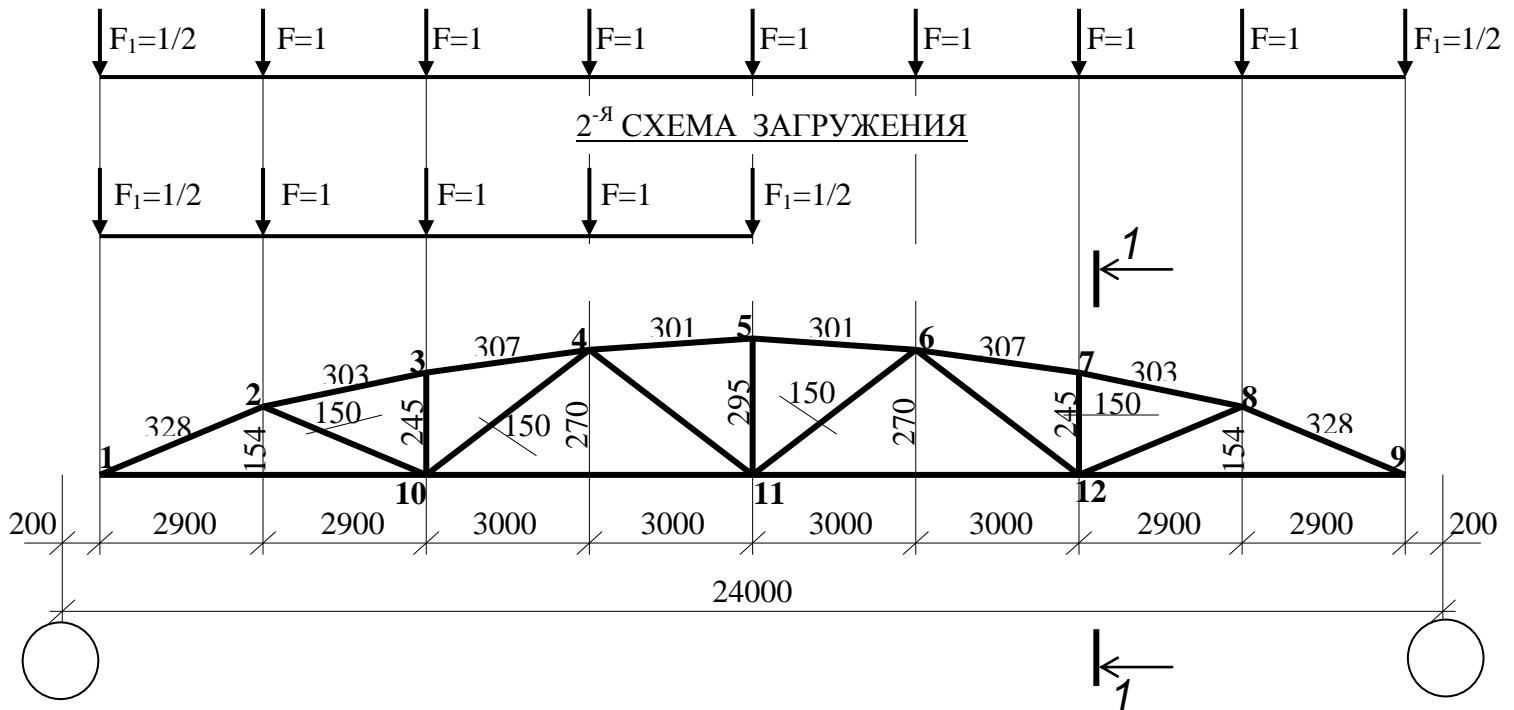
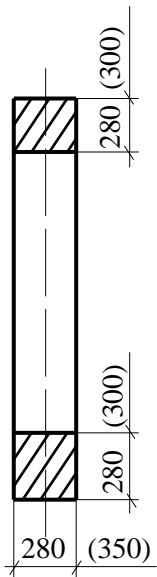


Таблица Б.2

Усилия от единичных загрузок фермы пролетом 24 м

1 - 1



Элементы фермы	№ стержня	Усилия в стержнях фермы*	
		для схемы загрузки №1	для схемы загрузки №2
Верхний пояс	1 – 2	-7,323 (-7,309)	-5,246 (-5,235)
	2 – 3	-7,401 (-7,396)	-4,950 (-4,945)
	3 – 4	-7,114 (-7,113)	-4,753 (-4,751)
	4 – 5	-7,944 (-7,942)	-3,974 (-3,973)
	5 – 6	-7,944 (-7,942)	-3,970 (-3,969)
	6 – 7	-7,114 (-7,113)	-2,360 (-2,362)
	7 – 8	-7,401 (-7,396)	-2,451 (-2,451)
	8 – 9	-7,323 (-7,309)	-2,077 (-2,074)
Нижний пояс	1 – 10	6,435 (6,420)	4,609 (4,598)
	10 – 11	8,061 (8,053)	4,848 (4,843)
	11 – 12	8,061 (8,053)	3,213 (3,211)
	12 – 9	6,435 (6,420)	1,826 (1,822)
Раскосы	2 – 10	0,727 (0,743)	0,140 (0,150)
	4 – 10	-1,311 (-1,303)	-0,151 (-0,148)
	4 – 11	-0,193 (-0,184)	-1,192 (-0,186)
	6 – 11	-0,193 (-0,184)	0,999 (1,002)
	6 – 12	-1,311 (-0,303)	-1,160 (-1,155)
	8 – 12	0,727 (0,743)	0,587 (0,593)
Стойки	3 – 10	0,532 (0,518)	0,030 (0,022)
	5 – 11	0,264 (0,253)	0,132 (0,126)
	7 – 12	0,532 (0,518)	0,501 (0,496)

* Значения усилий без скобок принимать при шаге ферм 6 м, в скобках – при шаге ферм 12 м.

Примечание.

Приведенные размеры сечений:
- без скобок – при шаге ферм 6 м,
- в скобках – при шаге ферм 12 м.

Ф - 30

1-я СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ

2-я СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ

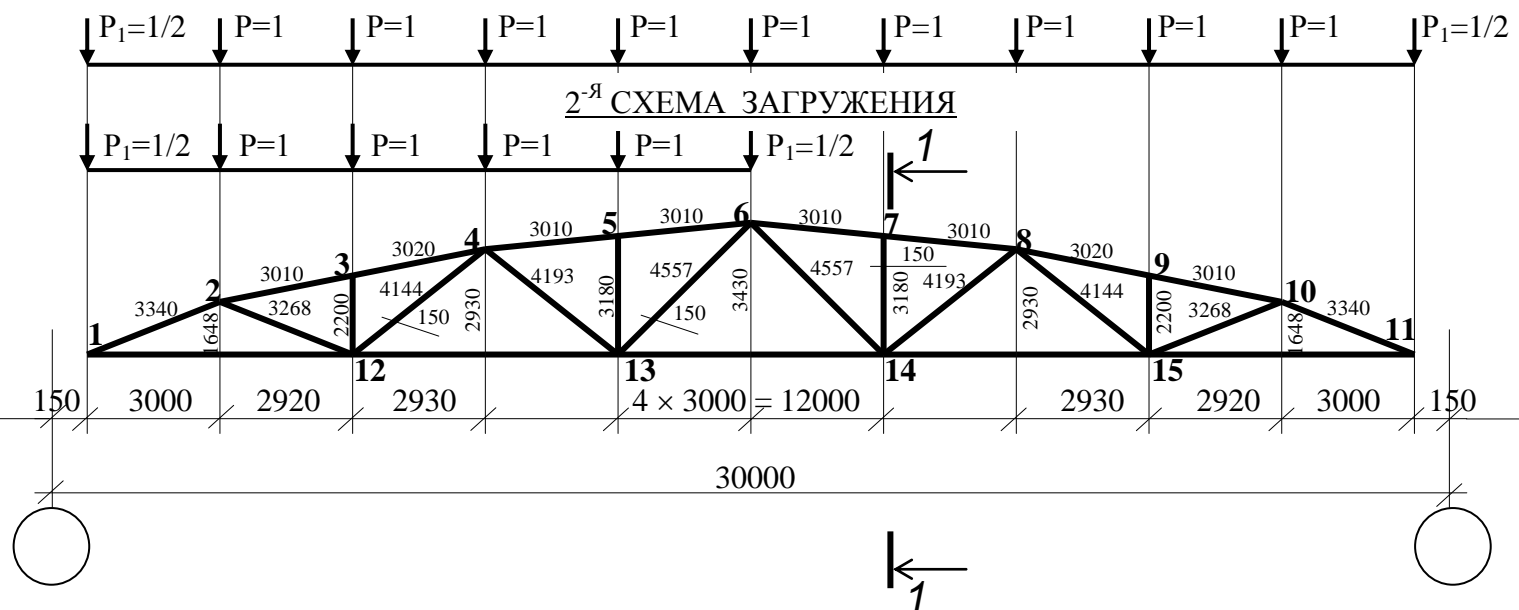


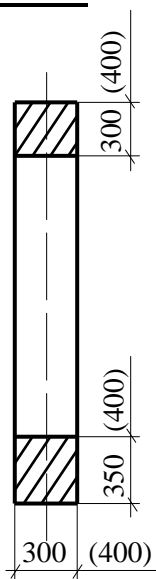
Таблица Б.3

Усилия от единичных загрузок фермы пролетом 30 м

Элементы фермы	№ стержня	Усилия в стержнях фермы*	
		для схемы загрузки №1	для схемы загрузки №2
Верхний пояс	1 – 2	-9,242 (-9,214)	-6,675 (-6,651)
	2 – 3	-10,808 (-10,729)	-7,434 (-7,371)
	3 – 4	-10,927 (-10,826)	-7,509 (-7,428)
	4 – 5	-11,159 (-11,124)	-6,514 (-6,486)
	5 – 6	-11,148 (-11,105)	-6,501 (-6,467)
	6 – 7	-11,148 (-11,105)	-4,647 (-4,638)
	7 – 8	-11,159 (-11,124)	-4,645 (-4,638)
	8 – 9	-10,927 (-10,826)	-3,418 (-3,398)
	9 – 10	-10,808 (-10,729)	-3,374 (-3,358)
	10 – 11	-9,242 (-9,214)	-2,567 (-2,563)
Нижний пояс	1 – 12	8,091 (8,063)	5,843 (5,817)
	12 – 13	10,572 (10,572)	6,812 (6,814)
	13 – 14	10,793 (10,798)	5,396 (5,399)
	14 – 15	10,572 (10,572)	3,759 (3,758)
	15 – 11	8,091 (8,063)	2,248 (2,245)
Раскосы	2 – 12	2,892 (2,827)	1,670 (1,622)
	4 – 12	0,073 (-0,047)	0,692 (0,595)
	4 – 13	0,763 (0,707)	-0,451 (-0,497)
	6 – 13	0,488 (0,423)	1,646 (1,596)
	6 – 14	0,488 (0,423)	-1,158 (-1,173)
	8 – 14	0,763 (0,707)	1,214 (1,204)
	8 – 15	0,073 (-0,047)	-0,619 (-0,642)
	10 – 15	2,892 (2,827)	1,222 (1,205)
Стойки	3 – 12	-1,525 (-1,417)	-1,350 (-1,265)
	5 – 13	-0,884 (-0,791)	-0,915 (-0,844)
	7 – 14	-0,884 (-0,791)	0,032 (0,052)
	9 – 15	-1,525 (-1,417)	-0,174 (-0,152)

* Значения усилий без скобок принимать при шаге ферм 6 м, в скобках – при шаге ферм 12.

1 - 1



Примечание.

Приведенные размеры сечений:
- без скобок – при шаге ферм 6 м,
- в скобках – при шаге ферм 12 м.

Расчетные сочетания усилий в стержнях стропильной фермы

Элементы фермы	№ стержня	Усилия в стержнях от нагрузок:			Невыгоднейшие (расчетные) усилия в стержнях фермы (кН)
		От постоянной нагрузки на покрытие при $F^{пост} = \dots$ (кН)	От снеговой нагрузки на покрытие по схеме 1 при $F^{сн} = \dots$ (кН)	От снеговой нагрузки на покрытие по схеме 2 при $F^{сн} = \dots$ (кН)	
1	2	3	4	5	6
Верхний пояс		Усилия рассчитывать путем умножения усилий в графе 3 табл. Б.1 (Б.2 или Б.3) данного приложения на величину узловой нагрузки $F^{пост}$.	Усилия рассчитывать путем умножения усилий в графе 3 табл. Б.1 (Б.2 или Б.3) данного приложения на величину узловой нагрузки $F^{сн}$.	Усилия рассчитывать путем умножения усилий в графе 4 табл. Б.1 (Б.2 или Б.3) данного приложения на величину узловой нагрузки $F^{сн}$.	Усилия рассчитывать путем сложения усилий в графе 1 данной таблицы с усилием графы 4 или 5, чтобы получить невыгоднейшее расчетное усилие. При этом если два эти варианта дают усилия противоположных знаков, то они оба записываются в строке для стержня, и оба используются при расчете сечения элемента.
Нижний пояс		То же.	То же.	То же.	То же.
Раскосы		То же.	То же.	То же.	То же.
Стойки		То же.	То же.	То же.	То же.

СОДЕРЖАНИЕ

1. СОСТАВ И ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	3
1.1. Курсовой проект включает следующие этапы:	3
1.2. Рекомендуемая последовательность выполнения проекта:	3
2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ЗДАНИЯ.....	4
2.1. Компоновка поперечной рамы промздания	4
2.2. Технико-экономическое сравнение вариантов.....	6
3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	6
4.1. Общие рекомендации к расчету.....	12
4.2. Расчет продольной арматуры колонны	12
4.3. Расчет распорки двухветвевой колонны	15
4.4. Расчет колонны из плоскости поперечной рамы	16
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ	18
5.1. Определение размеров фундамента и армирования его плитной части	18
5.2. Проектирование подколонника фундамента	22
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ	24
6.1. Расчет прочности продольных ребер плиты покрытия по нормальным сечениям	24
6.2. Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер плиты.....	26
6.3. Расчет полки плиты на местный изгиб	29
6.4. Расчет плиты по образованию трещин, нормальных к продольной оси	31
6.5. Расчет трещиностойкости плиты в стадии изготовления и транспортирования.....	32
6.6. Расчет прочности плиты в стадии изготовления и монтажа	33
6.7. Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси плиты	33
6.8. Расчет плиты по деформациям	35
7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ	37
8. УКАЗАНИЯ ПО ОФОРМЛЕНИЮ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	40
9. КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПОДГОТОВКИ К ЗАЩИТЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА №2 ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»	41
СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	43
ПРИЛОЖЕНИЕ А. НАГРУЗКИ И ГАБАРИТЫ МОСТОВЫХ КРАНОВ (ВЫБОРКА ИЗ ГОСТ 3332-54).....	44
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. УСИЛИЯ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМ ПРОЛЕТАМИ 18 м, 24 м, 30 м ОТ ЗАГРУЖЕНИЯ ЕДИНИЧНОЙ НАГРУЗКОЙ	46