

Федеральное агентство по образованию
Уральский государственный технический университет –УПИ
имени первого Президента России Б.Н. Ельцина

*Светлой памяти моего учителя
Юлия Анатольевича Каширского
посвящается*

В. Х. КУРШПЕЛЬ

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ**

Часть 2

Краткий курс лекций

Научный редактор – канд. техн. наук доц. О.Н. Краюшкин

Екатеринбург

2011

УДК 624. 012 (075.8)

ББК 38. 5 я 73

К 93

Рецензенты: кафедра «Строительные конструкции» (зав. кафедрой, канд. техн. наук доцент. А..А. Чебыкин); канд. техн. наук доц. А.А. Антипин.

Куршпель В.Х.

К 93 Железобетонные и каменные конструкции: краткий курс лекций / В.Х. Куршпель. Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 2010. Ч. 1. 95 с.

Краткий курс лекций написан в соответствии с образовательным стандартом высшего и среднего образования и учебным планом по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности ПГС 4-5-го курсов всех видов обучения, направления подготовки 270100 – Строительство, специальности 270102 – Промышленное и гражданское строительство,

В предлагаемом учебном пособии учтено содержание лекций, которые были прочитаны доцентом кафедры строительных конструкций Юлием Анатольевичем Каширским для студентов УПИ, с 1955 по 2002 годы. Автором пособия в лекции внесены дополнительные сведения, связанные с введением новых нормативных документов – Свода Правил: СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» и СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».

Библиогр.: 10 назв.

УДК 624. 012 (075.8)

ББК 38. 5 я 73

© УГТУ-УПИ, 2010

© В.Х. Куршпель, 2010

Содержание

Стр

Предисловие	4
Лекция 1 Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий	5
Лекция 2 Плиты покрытий производственных зданий	8
Лекция 3 Стропильные и подстропильные балки	14
Лекция 4 Стропильные фермы	17
Лекция 5 Подстропильные фермы, стропильные арки	21
Лекция 6 Узлы стропильных ферм и арок	9
Лекция 7 Колонны производственных зданий	26
Лекция 8 Расчет двухветвевых колонн, связи по колоннам	
Лекция 9 Фундаменты под колонны производственных зданий	28
Лекция 10 Фундаментные балки	29
Лекция 11 Подкрановые балки	30
Лекция 12 Стеновые панели	30
Лекция 13 Конструкции с несущей арматурой	30
Лекция 14 Инженерные сооружения. Подпорные стенки	30
Лекция 15 Железобетонные резервуары	39
Лекция 16 Бункеры и силосы	43
Лекция 17 Тонкостенные покрытия. Основы расчета и конструирования	
Лекция 18 Длинные оболочки	51
Лекция 19 Короткие оболочки	53
Лекция 20 Купола	55
Лекция 21 Расчет куполов по методу предельного равновесия	56
Лекция 22 Пологие оболочки положительной гауссовой кривизны	79
Лекция 23 Пологие оболочки отрицательной гауссовой кривизны	82
Лекция 24 Вантовые покрытия	62
Приложения	97
Библиографический список	

.98

Предисловие

Настоящее учебное пособие предназначено для студентов специальности ПГС всех форм обучения в качестве основы конспекта лекций. Оно содержит кратко изложенный материал основных разделов курса «Железобетонные и каменные конструкции» с учетом основных положений действующих нормативных документов.

Более полные сведения по расчету и проектированию железобетонных и каменных конструкций, представлены в многочисленных литературных источниках.

Краткий курс лекций по железобетонным и каменным конструкциям написан на основе типовой программы курса «Железобетонные и каменные конструкции» для высших учебных заведений для специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство».

В учебном пособии основное внимание уделяется изложению физической сущности работы железобетонных и каменных конструкций и обоснованию базовых положений для вывода формул, используемых в расчетах конструкций.

В настоящее время расчет бетонных и железобетонных конструкций всех видов (тяжелых, легких, ячеистых) выполняют в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». Кроме того, разработаны и рекомендованы к применению новые нормативные документы для конструкций из тяжелого бетона: СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» и СП 52-102-2004 «Бетонные и железобетонные конструкции с предварительным напряжением арматуры», которые по ряду позиций упрощают или дополняют методы расчета, представленные в СНиП 2.03.01-84.

Для упрощения изложения лекционного материала в конкретных случаях используются методики указанных выше нормативных документов

Лекция 1. Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий

1.1. Состав каркаса одноэтажного производственного здания

Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой пространственную систему, состоящую из защемленных в фундаментах колонн, объединенных (в пределах температурного блока) стропильными и подстропильными конструкциями, плитами покрытия, связями и т.д. или покрытием в виде оболочек. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, каждая из которых воспринимает вертикальные и горизонтальные нагрузки, рис. 1.

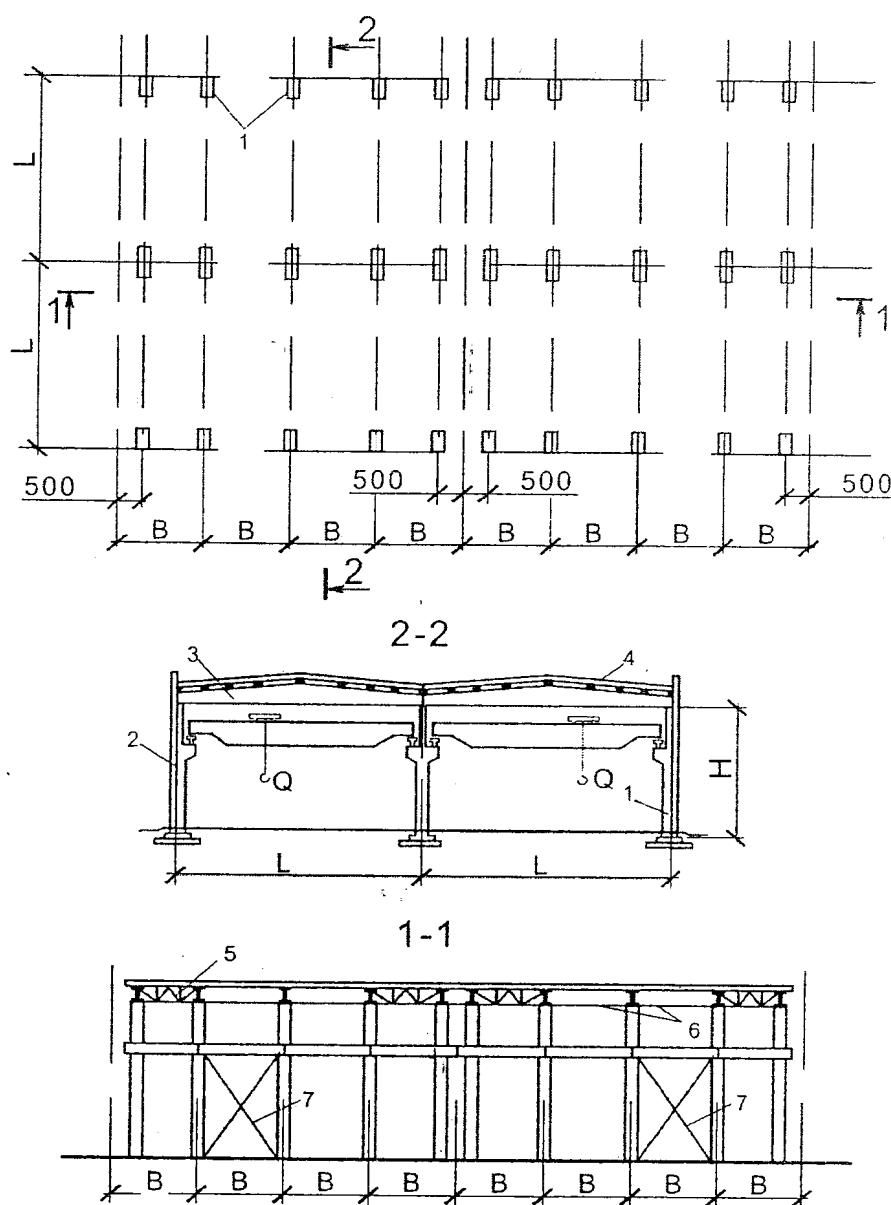


Рис. 1. Конструктивная схема одноэтажного производственного здания:

1 – колонна; 2 – стена; 3 – ригель рамы; 4 – покрытие; 5 - вертикальные связи по фермам; 6 – распорки; 7 – вертикальные связи по колоннам

1.2. Компоновка конструктивной схемы

В задачу компоновки конструктивной схемы входят: выбор сетки колонн, системы привязок и внутренних габаритов здания; компоновка покрытия; разбивку здания на температурные блоки; компоновка поперечной рамы (выбор типа и размеров сечений колонн); выбор системы связей, обеспечивающих пространственную жесткость.

Выбор сетки колонн. Унифицированные пролеты одноэтажных зданий без мостовых кранов – 12, 18 и 24 м; для зданий с мостовыми кранами – 18, 24, 30 м и более, кратными 6 м.

Высота помещений (от отметки чистого пола до низа несущих конструкций на опоре) для зданий без кранов – 3.6...14.4 м, для зданий с кранами 8.4...18 м, кратно 1.2 м.

Шаг колонн несущих рам 6 и 12 м, шаг фахверковых колонн (для крепления стеновых панелей) – 6 м.

Типы привязок. В зданиях без мостовых кранов и с мостовыми кранами при шаге колонн и высоте от пола до низа несущих конструкций $H_o \leq 16.2$ м – «нулевая». В зданиях с мостовыми кранами при шаге колонн 12 м и высоте помещений $H_o \geq 16.2$ м, рис. 2.

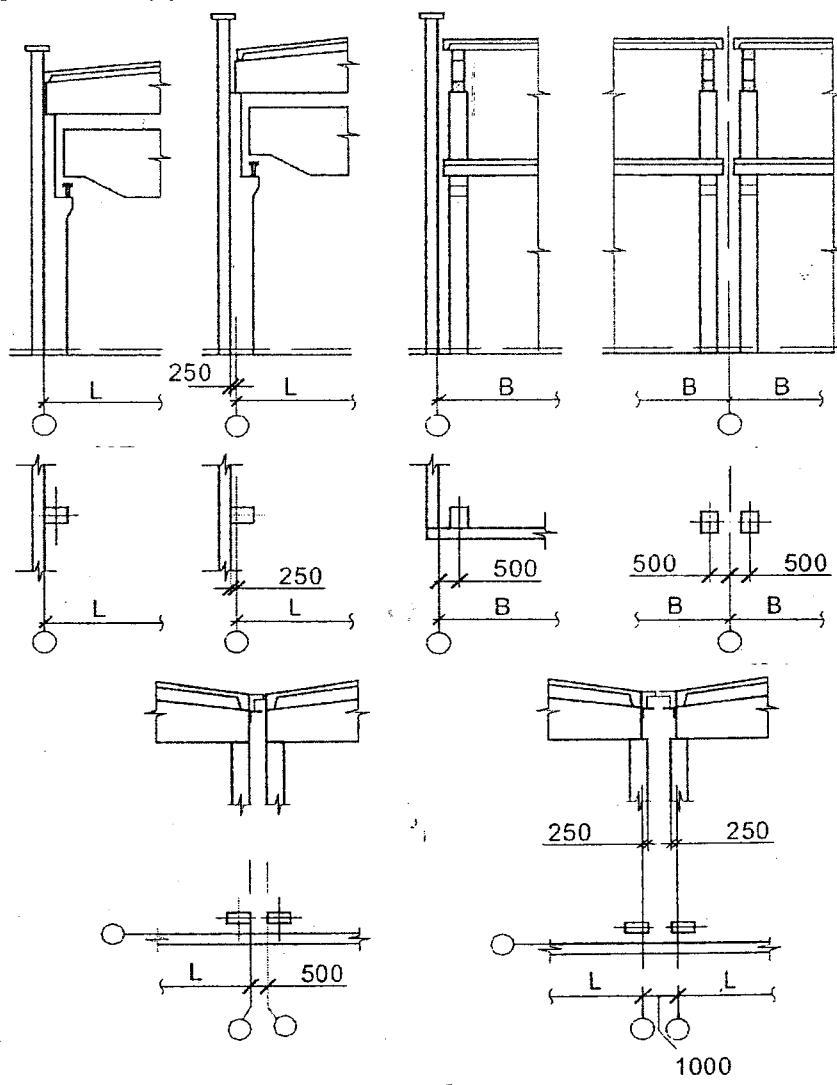


Рис.2. Типы привязок зданий к разбивочным осям

Расстояние λ от продольной разбивочной оси подкранового рельса принимается равным 750 мм, рис. 3.

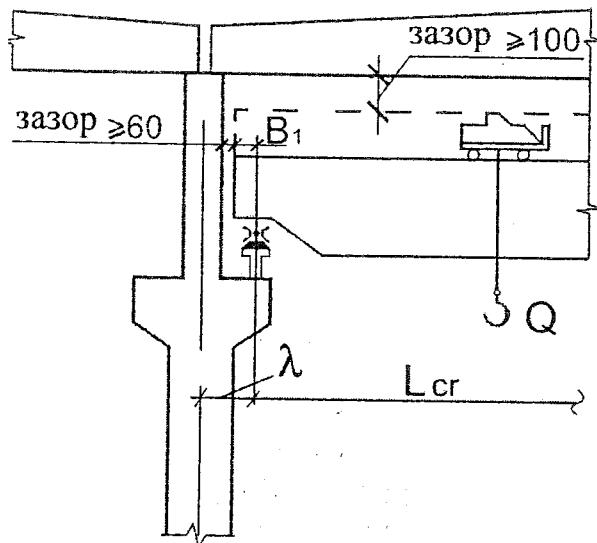


Рис. 3. Габариты мостового крана

Определение высоты здания. Высота здания определяется с учетом заданной отметки верха кранового рельса и габарита крана по высоте, а также раскладки стеновых панелей и оконных переплетов по высоте.

Высота подкрановой части $H_2 = H_r - h_r - h_{cb} + a_2$; высота надкрановой части $H_1 = H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_1$. Общая высота колонны без учета заделки в стакан фундамента $H = H_2 + H_1$, рис. 4.

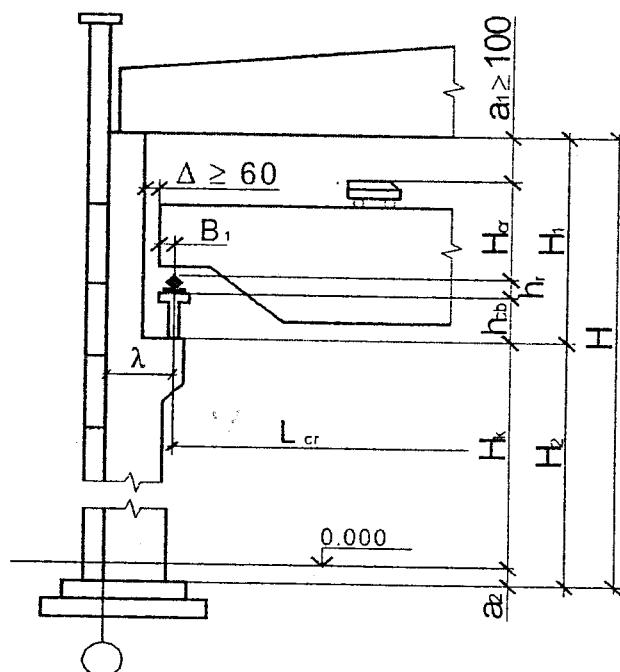


Рис. 4. Компоновка здания по высоте

Компоновка покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может выполняться в двух вариантах: беспрогонным и по прогонам. Расположение ригелей (балок, ферм, арок) при беспрогонной схеме покрытия

может быть поперечным (рис. 5 а, б, в), с использованием стропильных и подстропильных конструкций или продольным (рис. 5 г), с плитами «на пролет».

Длина температурного блока из сборных железобетонных конструкций не должна превышать 72 м.

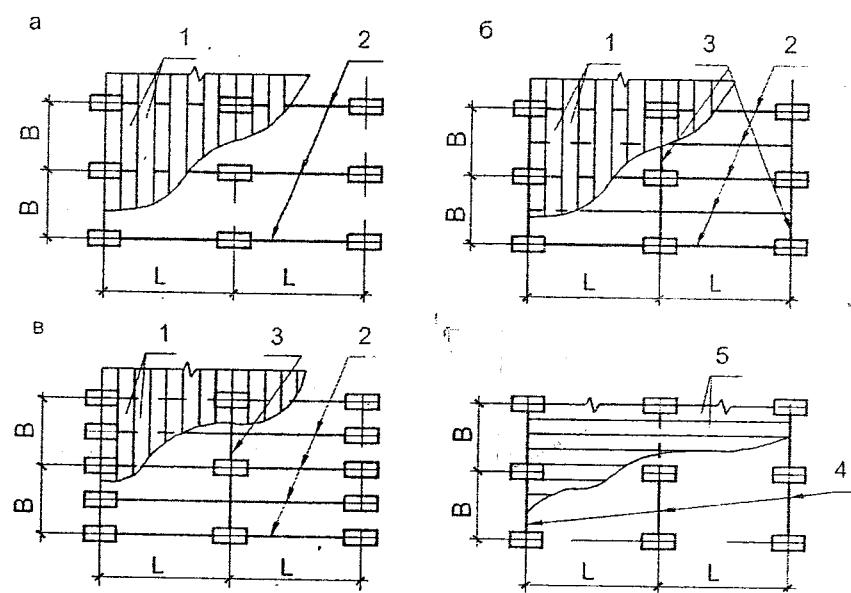


Рис. 5. Варианты балочных схем покрытий: 1 – плиты покрытия; 2 - стропильные конструкции; 3 – подстропильные конструкции; 4 – продольные стропильные конструкции; 5 – крупноразмерные плиты покрытия «на пролет»

Выбор типа и размеров колонн. Сплошные колонны применяют в зданиях с пролетами до 24 м, высотой $H < 16.2$ м при кранах грузоподъемностью до 30 т, при пролетах более 24 м и $H \geq 16.2$ м применяют двухветвевые колонны, рис. 6.

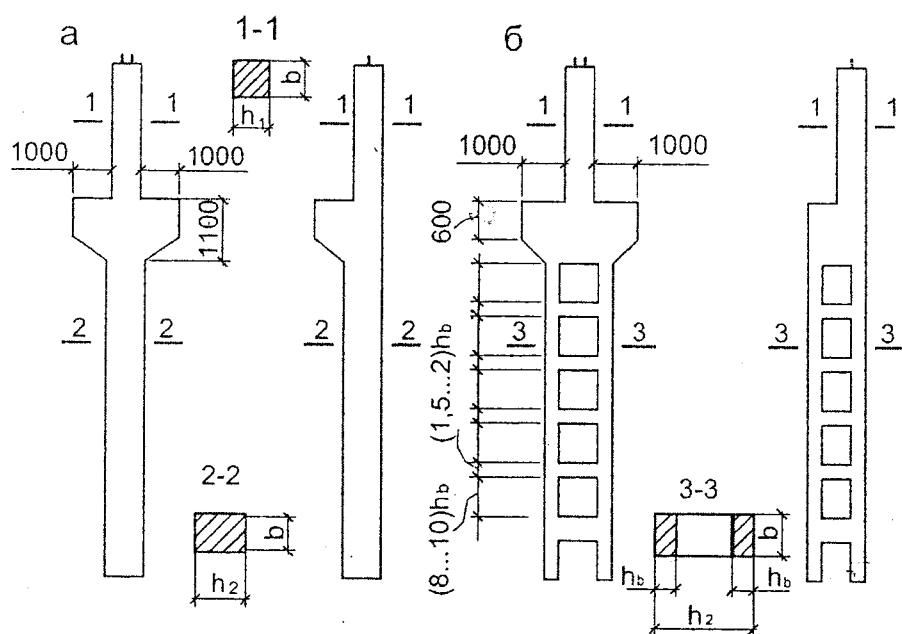


Рис. 6. Типы колонн одноэтажных производственных зданий

Обеспечение пространственной жесткости каркаса. Пространственную жесткость каркаса, т. е. его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок, обеспечивают защемленные в фундаментах колонны, жесткий диск покрытия и система стальных связей (вертикальных и горизонтальных).

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают общую устойчивость каркаса здания в продольном направлении, рис. 7.

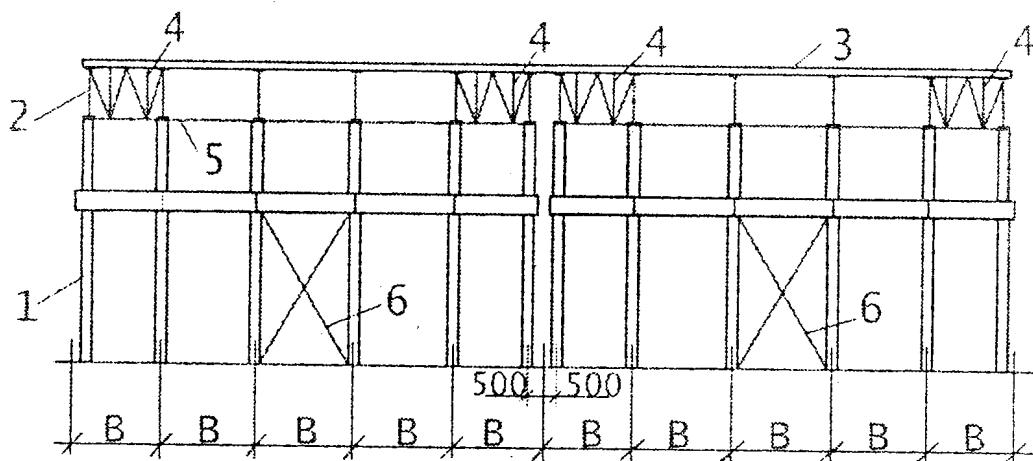


Рис. 7. Вертикальные связи одноэтажных производственных зданий

Горизонтальные связи в уровне подкрановых путей или низа стропильных конструкций устанавливают в зданиях высотой $H \geq 18.0$ м при пролетах более 24 м, для восприятия ветровой нагрузки, рис. 8.

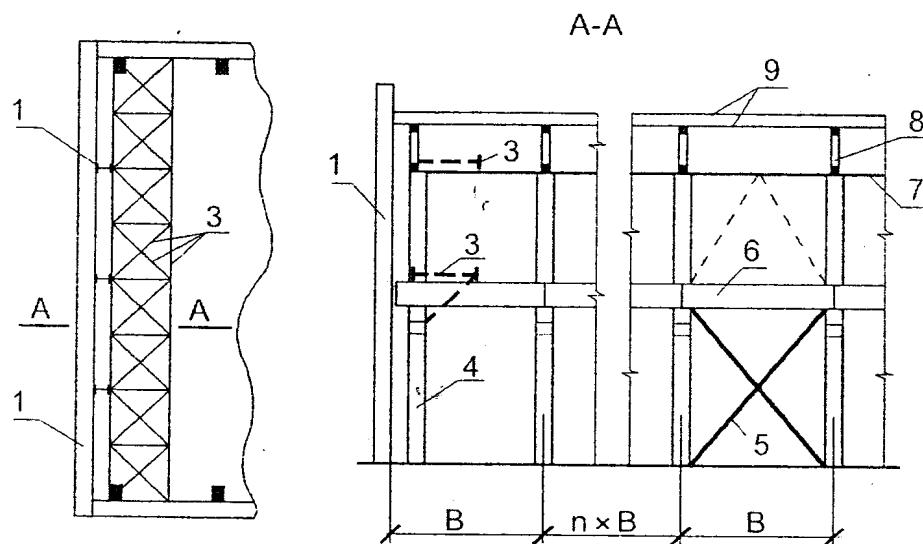


Рис 8. Горизонтальные связи: 1 – торцевая стена; 2 – фахверковая колонна; 3 – горизонтальные связи; 4 – колонна; 5 – вертикальные связи по колоннам; 6 – подкрановые балки; 7 – распорки; 8 – ригель; 9 – диск покрытия

В зданиях со светоаэрационными фонарями сжатый пояс ригеля имеет свободную длину, равную ширине фонаря, поэтому для предотвращения возможной потери устойчивости из плоскости сжатого пояса, необходима установка в виде распорок и крестовых связей.

Лекция 2. Плиты покрытий производственных зданий

1. Конструкции плит покрытий

Железобетонные плиты разделяют на П-образные, типа 2Т и крупноразмерные, рис. 9. Ширина плит покрытия 3.0 м, доборных плит - 1.5 и 0.75 м.

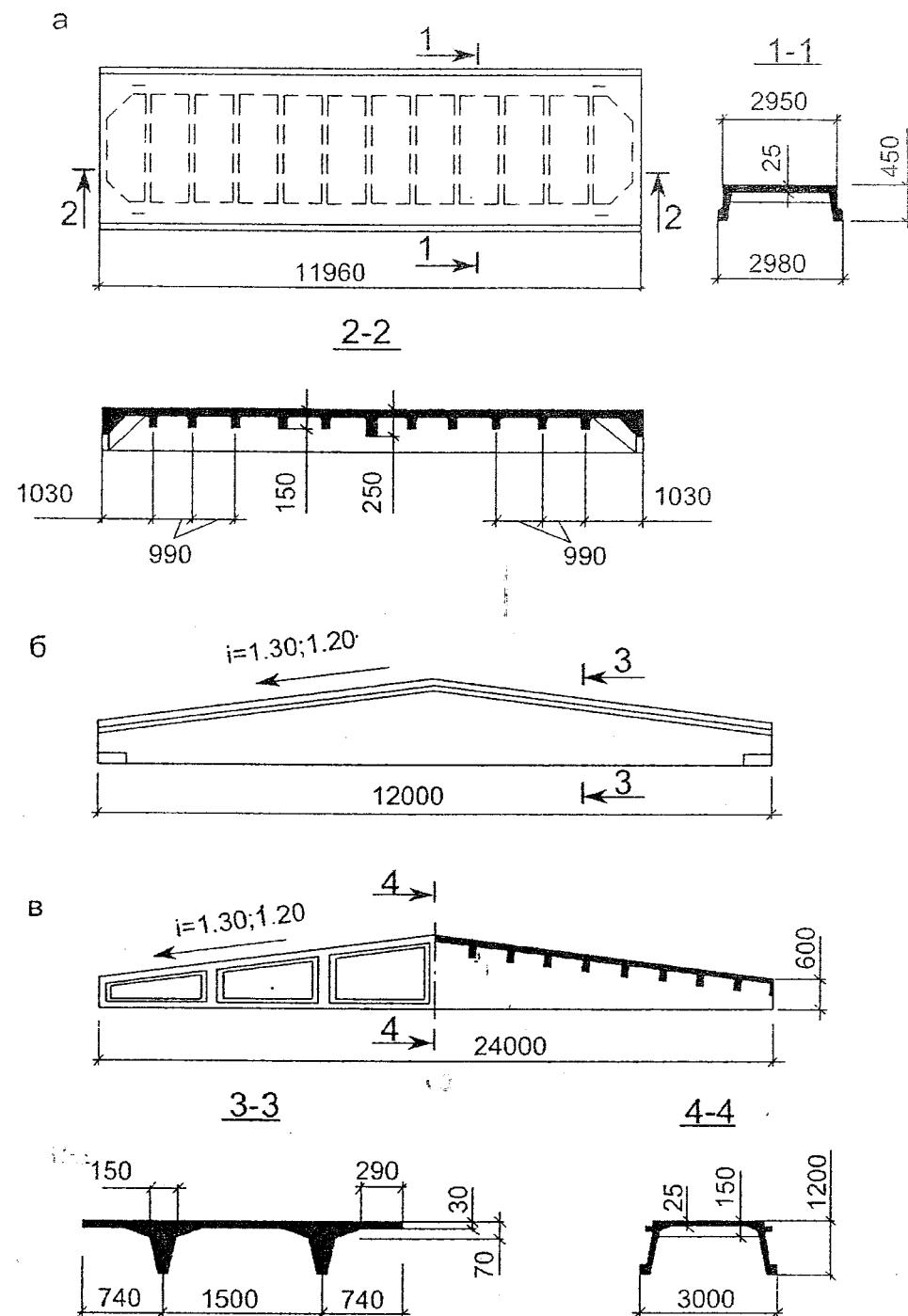


Рис 9. Типы плит покрытий производственных зданий

П – образные плиты длиной 6 и 12 м состоят из двух продольных и нескольких поперечных ребер. В плитах шириной 3 м поперечные ребра располагают через 1.0 м, а в плитах шириной 1.5 м – через 1.5 м.

Толщина полки 25...30 мм. Продольные ребра армируют предварительно напряженной арматурой. Высоту сечения продольных ребер принимают равной 1/20...1/30 пролета. Углы плит усиливают пространственными вутами и дополнительными сетками.

Двухконсольные панели типа 2Т размерами в плане 3x12, 3x18 и 3x24 м. Плиты пролетом 18 и 24 м выполняют с ребрами трапециевидного профиля с уклоном верхнего пояса 1:12 и полкой переменной толщины от 25 до 60 мм. При наличии консолей изгибающие моменты в полке значительно снижаются, поэтому поперечные ребра в плитах не делают.

К недостаткам относится сложность устройства кровли из-за разных выгибов консолей смежных плит.

Крупноразмерные панели типа П размерами в плане 3x18 и 3x24 м. под малоуклонную кровлю монтируют по продольным балкам длиной 6 и 12 м. Панели состоят из трапециевидных продольных ребер с уклоном верхнего пояса 1:30 и 1:20 при пролете соответственно 24 и 18 м. Поперечные ребра устанавливают с шагом 1.0 м, толщина полки 25 мм.

К крупноразмерным плитам покрытия относятся панели-оболочки типа КЖС.

2.2. Расчет ребристой плиты 3x6 м, (рис. 10)

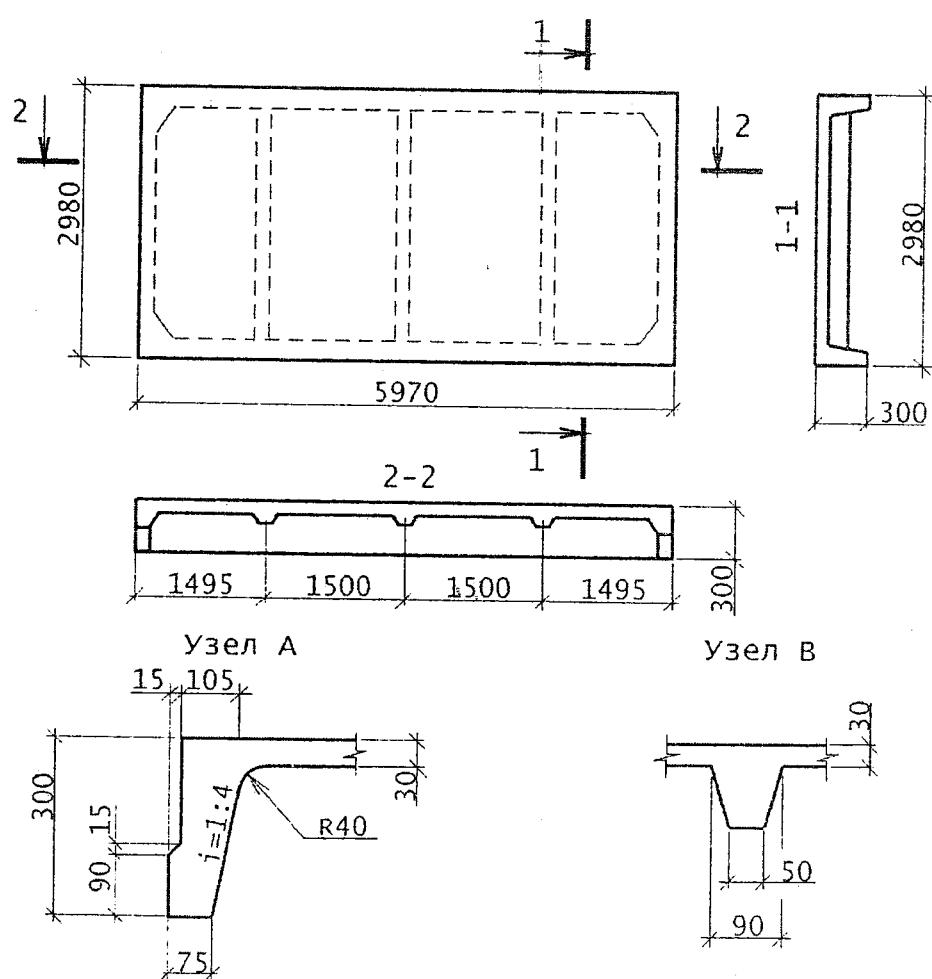


Рис. 10. Опалубочные размеры плиты покрытия

Расчет полки плиты. По статической схеме полка представляет много-пролетную плиту, окаймленную ребрами. Положение арматуры в полке и расчетные схемы на различных участках полки плиты показаны на рис. 11.

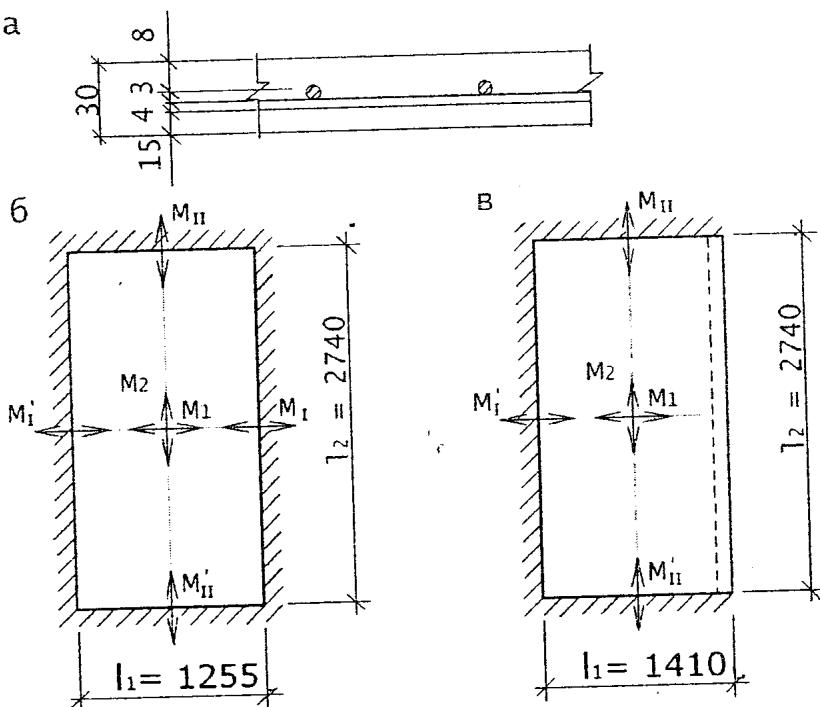


Рис. 11. Положение арматуры и расчетные схемы полки плиты

Условие равновесия полки плиты, работающей в двух направлениях, при загружении равномерно-распределенной нагрузкой

$$(g + v) l_1^2 * (3l_2 - l_1) / 12 = (2M_1 + M_I + M'_I) l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II}) l_1 \quad (1)$$

Из принятого соотношения моментов: $M_2 / M_1 = 0.4$; $M_I = M_{II} = M'_I$;

$M_2 = M_{II} = M'_{II} = 0.4 M_1$, по формуле (1) находят все указанные моменты.

Расчет поперечного ребра. Расчетные схемы поперечного ребра приведены на рис. 12. Трапециевидная эпюра нагрузки отвечает схеме излома полки в предельном состоянии.

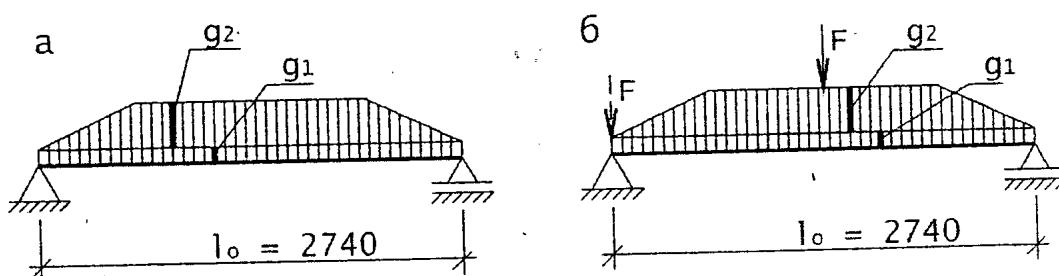


Рис.12. Расчетные схемы поперечного ребра

Расчетный пролет равен расстоянию в свету между продольными ребрами. Постоянная нагрузка на ребро собирается с грузовой полосы, равной расстоянию между поперечными ребрами $l_1 = 1.5$ м, и складывается из нагрузки от веса ребра g_1 и нагрузки на плиту g_2 .

Максимальные усилия в середине пролета

(2)

$$M = (g_1 + g_2) l_o^2 / 8 - g_2 l_l^2 / 24$$

(3)

$$Q = (g_1 + g_2) l_o / 2 - g_2 l_l / 4$$

Расчет продольных ребер по несущей способности.

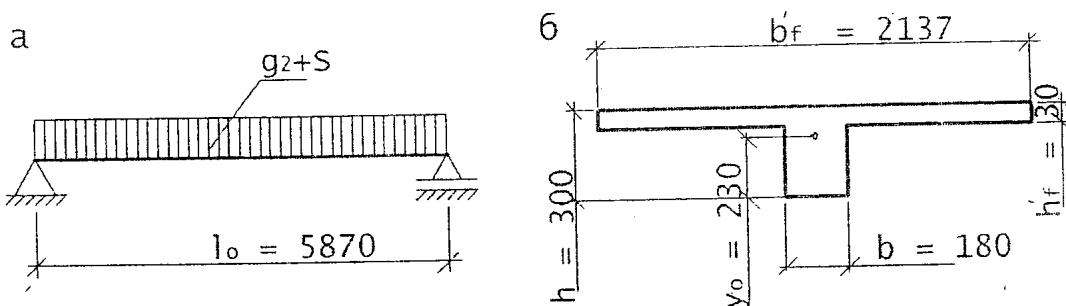


Рис.13. Расчетные схемы продольного ребра: а) расчетная схема; б) расчетное поперечное сечение

Геометрические характеристики

1. Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = b'_f h'_f + b(h - h'_f) + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_s A_s + \alpha_s' A_s'$$

2. Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани плиты

$$S_{red} = b'_f h'_f + b(h - 0.5 h'_f) + b(h - h'_f)/2 + \alpha_{sp} A_{sp} a + \alpha_s A_s a_s + \alpha_s' A_s' (h - a_s')$$

3. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани плиты

$$y_o = S_{red} / A_{red}$$

4. Момент инерции относительно центра тяжести сечения

$$I_{red} = b'_f h'^3 / 12 + b'_f h'_f [h - y_o - h'_f / 2]^2 + b(h - h'_f)^3 / 12 + b(h - h'_f) * \{ y_o - (h - h'_f) / 2 \}^2 + \alpha_{sp} A_{sp} (y_o - a)^2 + \alpha_s A_s (y_o - a_s)^2 + \alpha_s' A_s' [h - y_o - h'_f / 2]^2$$

5. Момент сопротивления для крайнего нижнего волокна

$$W_{red} = I_{red} / y_o$$

6. Момент сопротивления для крайнего нижнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона

$$W_{pl} = \gamma W_{red}$$

7. Момент сопротивления для крайнего верхнего волокна

$$W'_{red} = I_{red} / h_o - y_o$$

8. Момент сопротивления для крайнего верхнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона: $W'_{pl} = \gamma W'_{red}$

Проверка прочности нормальных сечений

Стадия обжатия:

1. Коэффициент точности натяжения арматуры

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

2. Усилия, действующие в стадии изготовления плиты

$$N_p = [\gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1) - 330] * A_{sp}$$

3. Эксцентриситет приложения усилия обжатия
начальный: $e_o = y_o - a$; расчетный: $e = e_o + (h_o - a')$

4. Высота сжатой зоны $x = 0.9 h_o$

5. Несущая способность сечения из условия

Стадия эксплуатации:

1. Положение границы сжатой зоны

$$N_s = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b_f' h_f' - \text{расчет прямоугольного сечения};$$

$$N_s = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s > R_b b_f' h_f' - \text{расчет таврового сечения}.$$

2. Высота сжатой зоны

$$x = (\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s) / R_b b$$

3. Несущая способность сечения

$$M \leq R_b b x (h_o - 0.5x).$$

Проверка прочности наклонных сечений

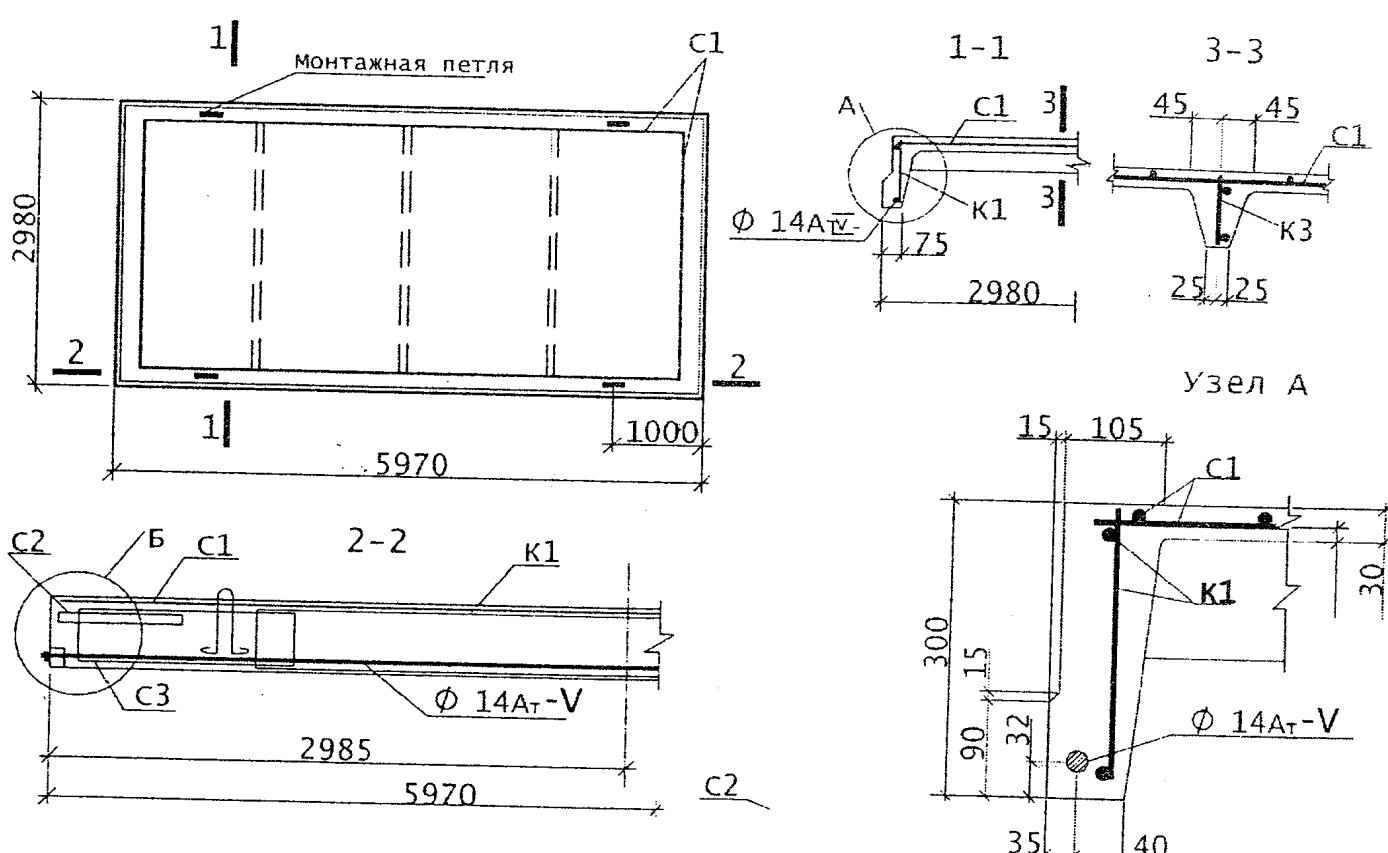
1. $M_b = \Phi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2$ – момент среза;

2. $Q \leq M_b / c$, где $h_o < c \leq 2 h_o$ - хомуты не требуются по расчету;

3. При $Q \geq M_b / c$ выполняют расчет интенсивности хомутов:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s, \text{ где } s_{max} = (\Phi_{b1} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2) / Q_{max}.$$

2.3. Армирование плиты



Лекция 3. Стропильные и подстропильные балки

Железобетонные стропильные и подстропильные балки предназначены для покрытия производственных зданий с кровлями из рулонных материалов по железобетонным плитам. Стропильные балки применяют при шаге 6 м для зданий пролетами 6, 9, 12, и 18 м. Подстропильные балки используют в зданиях с сеткой колонн 18x12 м.

3.1. Стропильные балки

Выделяют следующие типы балок по назначению и очертанию:

- для скатных покрытий с уклоном верхней полки от конька в две стороны;
- для скатных покрытий односкатные постоянной высоты сечения;
- для плоских покрытий постоянной высоты с параллельными полками.

Двускатные стропильные балки для зданий с рулонной кровлей, с уклоном верхнего пояса 1:12, максимальная высота сечения балок – 1/10...1/15 пролета. Широкое распространение получили двускатные балки пролетом 12 и 18 м, рассчитанные под нагрузки от 450 до 1100 кг/м², при шаге 6 м, рис.15, 16.

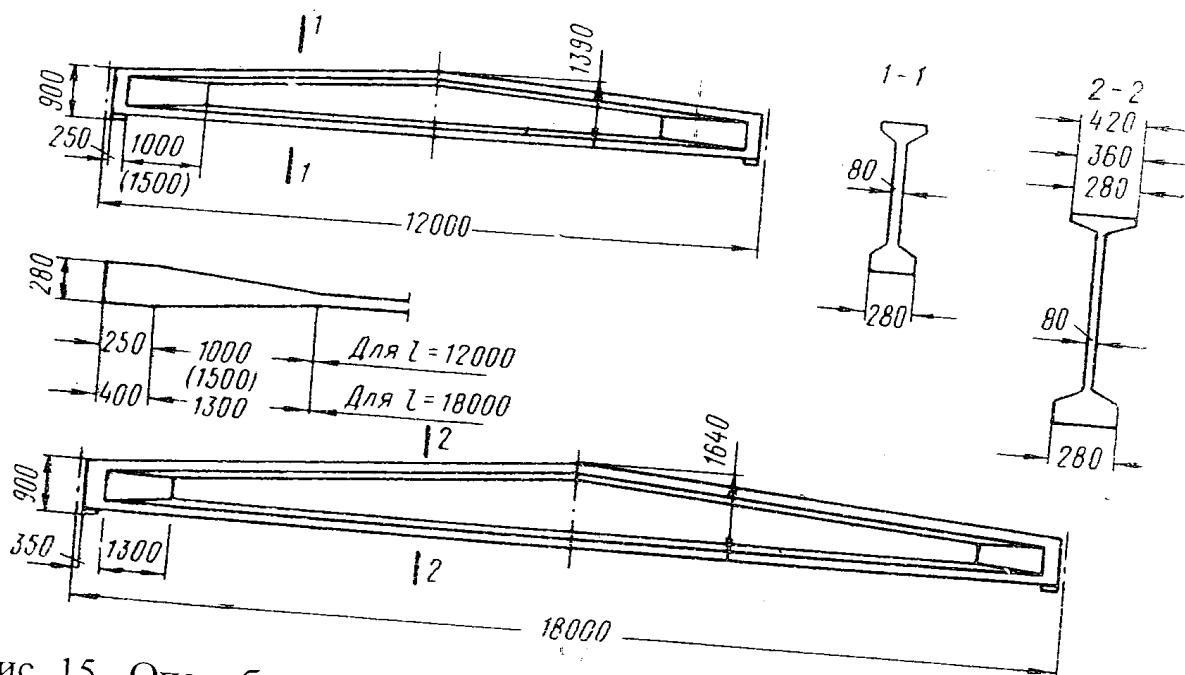


Рис. 15. Опалубочные размеры двускатных балок

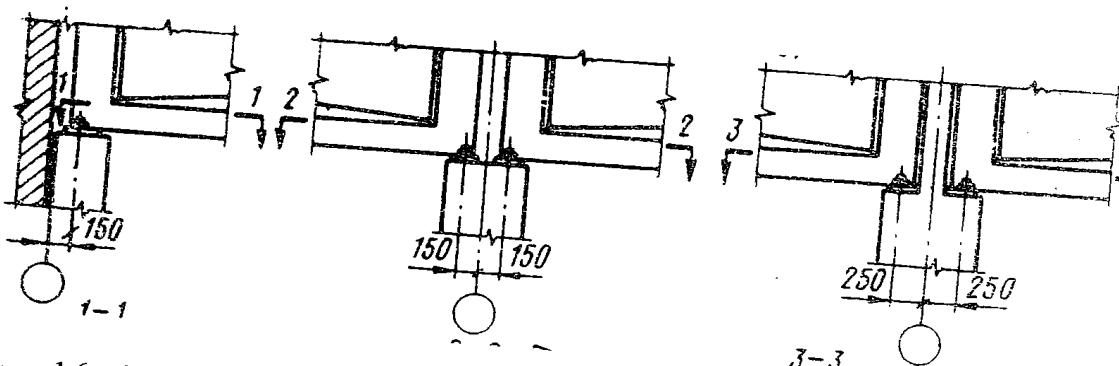


Рис. 16. Установка балок на колонны и подстропильные балки

3.1.1. Расчет прочности нормальных сечений при монтаже

При совместном действии усилия обжатия и собственного веса балки при подъеме возникают отрицательные изгибающие моменты, растягивающие верхнюю грань сечения. Расчетная схема балки представлена на рис. 17.

Расчетную нагрузку от собственного веса принимают с коэффициентами: $\gamma_f = 1.1$ – коэффициент надежности; $k_d = 1.4$ – коэффициент динамичности

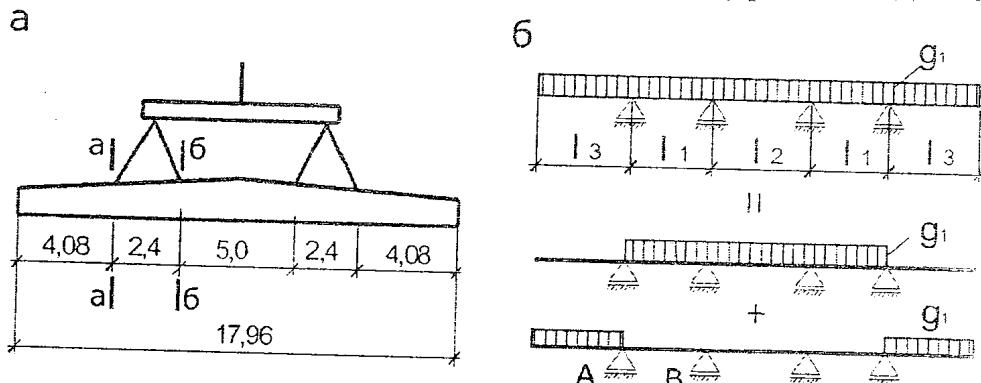


Рис. 17. Расчетная схема балки при монтаже

3.1.1. Расчет прочности нормальных сечений при эксплуатации

Изгибающий момент в сечении $M_i = Q x_i - 0/5 q x_i$,

где x_i – расстояние от опоры до расчетного сечения;

$$\alpha_m = [M - R_{sc} A_s' (h_o - a')] / R_b b_f^2 h_o^2; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m};$$

$$A_{sp} = \xi b h_o R_b / \gamma_{s6} R_s + A_s' R_{sc} / \gamma_{s6} R_s.$$

(опасное сечение на расстоянии 0,37 пролета от опоры)

3.1.2. Расчет прочности наклонных сечений при эксплуатации

1. Полезная высота сечения $h_o = h_{o,sup} + c * \operatorname{tg}\alpha$

2. Проверка условий: $\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 < Q_{max} < 2.5 R_{bt} b h_{o,sup}^2$,

Схемы армирования балок показаны на рис. 18.

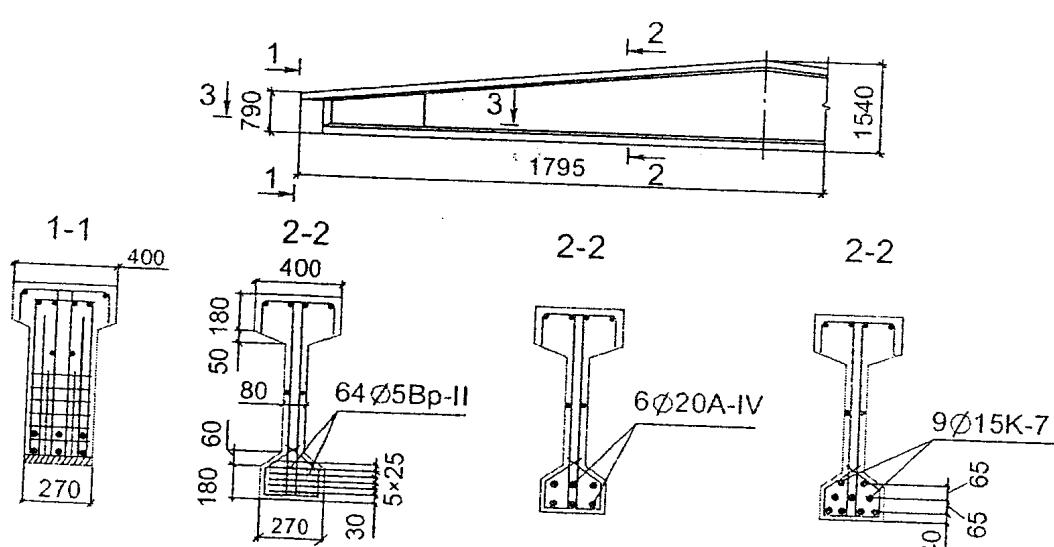


Рис. 18. Схемы армирования стропильных балок

3.2. Подстропильные балки

Наибольшее распространение получили трапециевидные подстропильные балки пролетом 12 м, рис. 19.

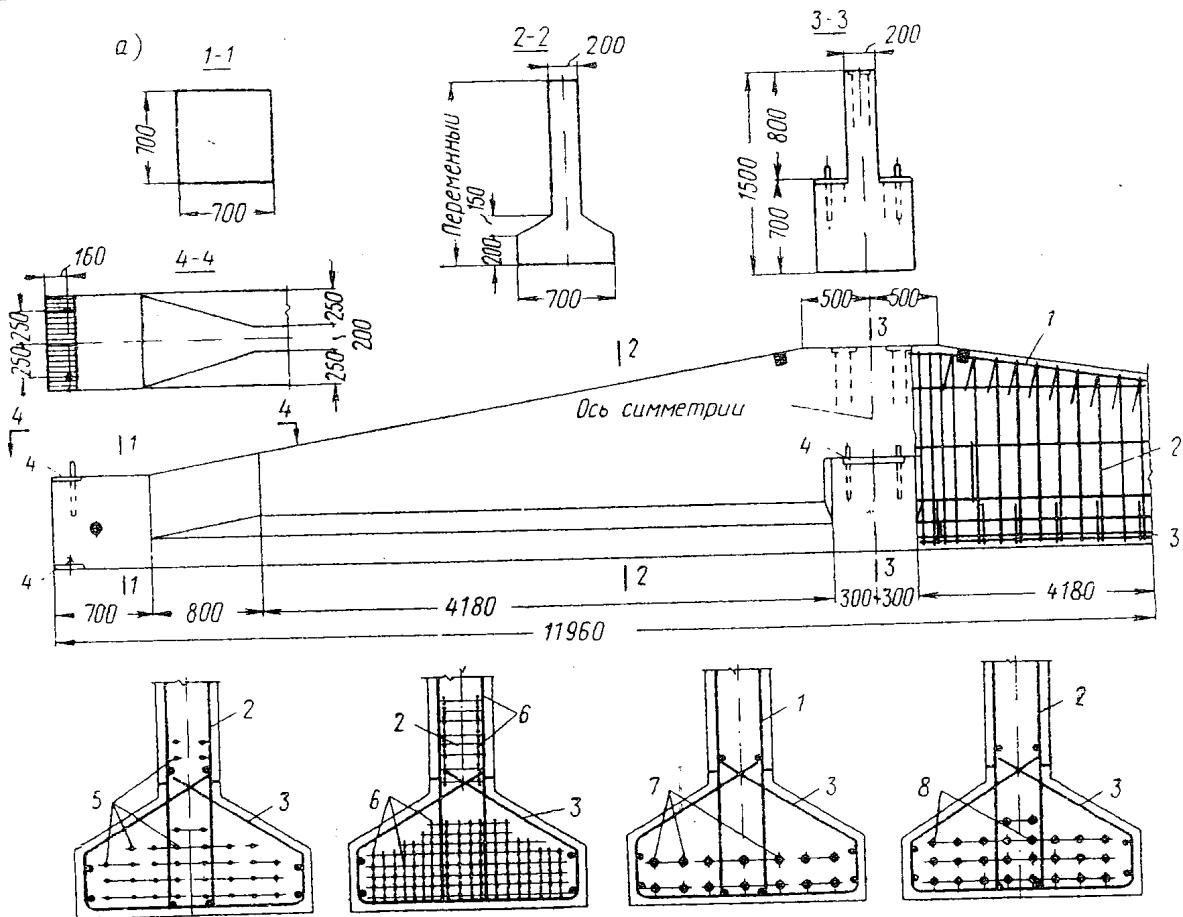


Рис. 19. Типовая подстропильная балка пролетом 12 м

Подстропильные балки рассчитывают на симметричную и одностороннюю нагрузку. Если к подстропильной балке приложена несимметричная нагрузка в виде двух реакций стропильных балок разной величины, то требуемую несущую способность подстропильной балки устанавливают по удвоенной величине наибольшей опорной реакции стропильной фермы.

Расчетная схема

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции. Изгибающие моменты	Прогибы в пролете
	$A = B = \frac{P}{2}$ $M_{\max} = \frac{Pl}{4}$ $\text{при } x = \frac{l}{2}$	$v_x = \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2)$ $\text{при } x \leq \frac{l}{2}$ $v_{\max} = \frac{Pl^3}{48EI}$ $\text{при } x = \frac{l}{2}$

Лекция 4. Стропильные фермы

Железобетонные фермы применяют в покрытиях производственных зданий при пролетах 18...30 м и шаге 6 и 12 м.

Основные типы железобетонных ферм:

- сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания;
- арочные раскосные с верхним поясом криволинейного очертания;
- арочные безраскосные с жесткими узлами (стропильные рамы);
- полигональные с палльельными поясами или трапециевидные с малым уклоном верхнего пояса и раскосной решеткой, рис. 20.

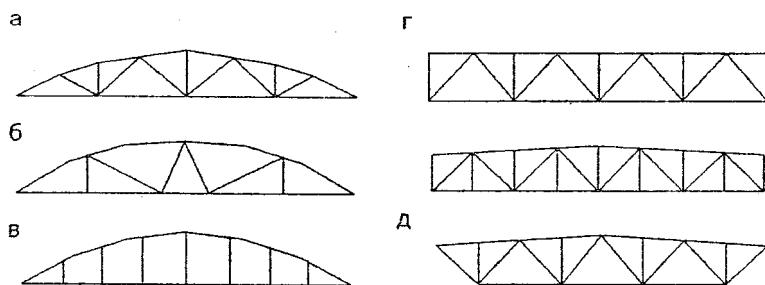


Рис. 20. Типы железобетонных ферм

Высоту всех типов ферм принимают равной 1/7...1/9 пролета, шаг панелей верхнего пояса – 3 м. Ширину и высоту верхнего пояса принимают равной 1/60...1/70 пролета фермы (при шаге 6 м – 200...250 мм, при шаге 12 м – 300...350 мм). Ширина нижнего пояса одинакова с верхним поясом, а высота – из условий рационального расположения напрягаемой арматуры.

При внеузловом расположении нагрузки в верхнем поясе фермы возникают изгибающие моменты M_p , которые в арочных фермах частично компенсируются моментами обратного знака M_a , возникающими из-за эксцентричности продольных сил в верхнем поясе, рис. 21.

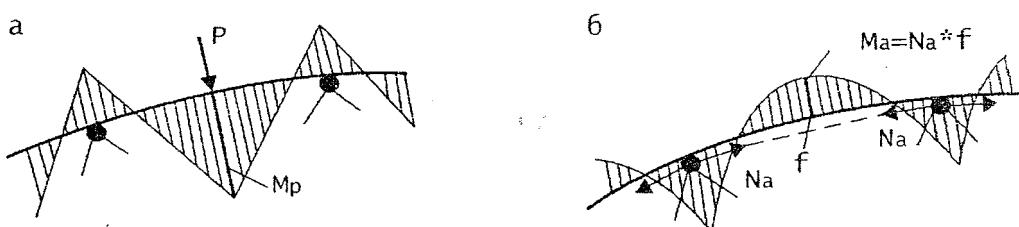


Рис. 21. Моменты в верхнем поясе арочной фермы

Расчетную схему фермы с раскосной допускается принимать в виде стержневой системы с шарнирными узлами, при которой все элементы такой системы испытывают только осевые усилия (растяжение – сжатие). При наличии внеузловой нагрузки учитывают изгибающие моменты от местного изгиба, при этом верхний пояс рассматривают как многопролетную неразрезную балку с ломаной осью.

4.1. Расчет усилий в элементах сегментной фермы с раскосной решеткой

Расчетная схема фермы принимается в виде стержневой системы с шарнирными узлами и приложение нагрузок в узлах.

Определение усилий в стержнях фермы производят различными методами, при различных сочетаниях нагрузок с учетом коэффициентов: $\psi_1 = 0.95$ – для длительных нагрузок и $\psi_2 = 0.9$ – для кратковременных нагрузок.

Усилия в стержнях фермы можно определить с помощью построения диаграммы Максквелла-Кремоны. Построение диаграмм усилий в элементах фермы пролетом 24 м от постоянной и снеговой нагрузки показано на рис. 22, 23:

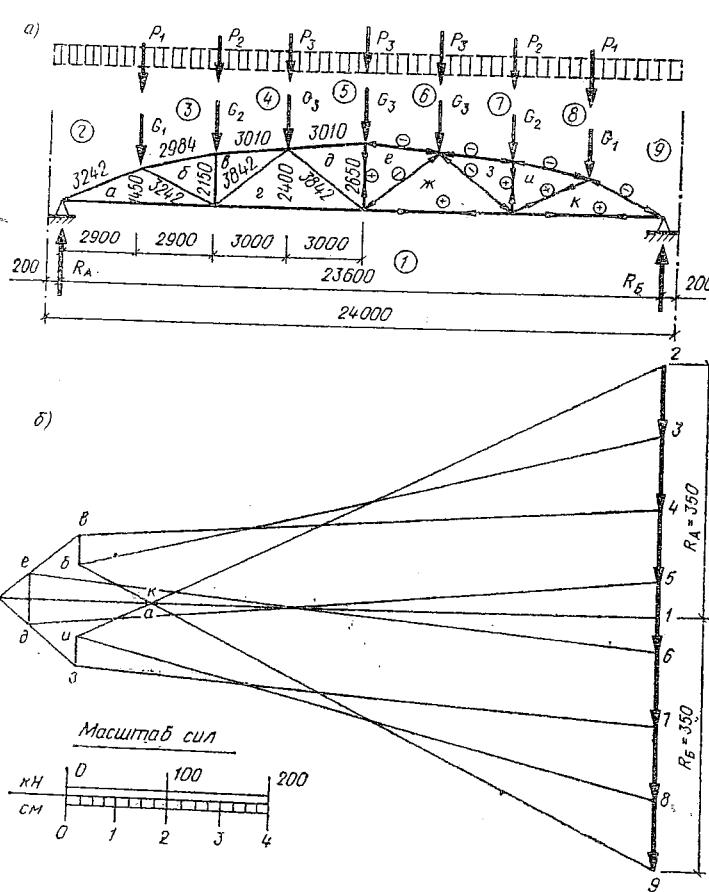


Рис. 22. Усилия от собственного веса

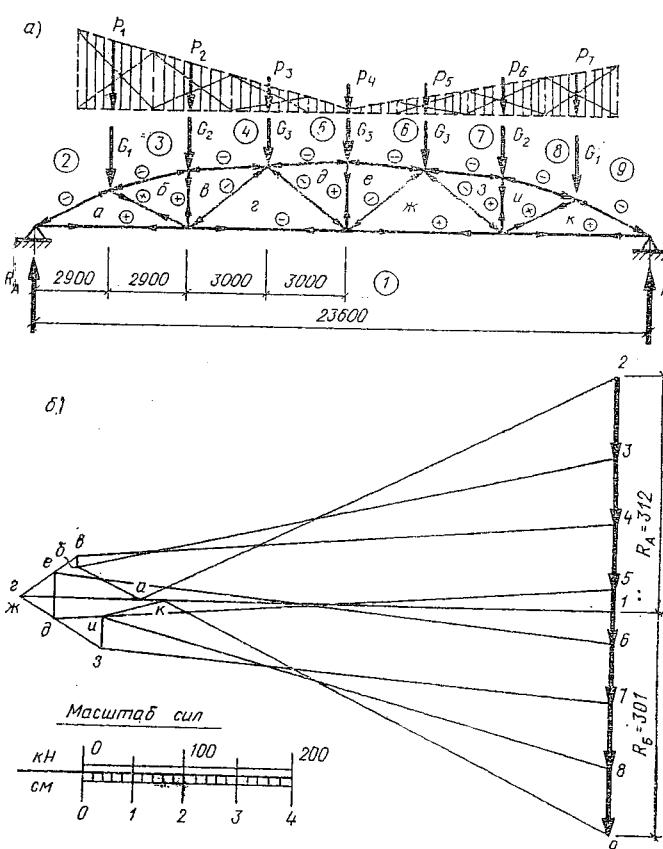


Рис. 23. Усилия от снеговой нагрузки

Расчет несущей способности элементов фермы (первая группа предельных состояний) производят по максимальным усилиям от расчетных нагрузок.

Расчет трещиностойкости и деформаций элементов фермы (вторая группа предельных состояний) производят по усилиям от нормативных нагрузок.

Усилия в стержнях сегментной фермы от действия узловых нагрузок представлены в табл. 1.

Таблица 1. Усилия в стержнях сегментной фермы от действия нагрузок

Элемент	Обозначение стержня по расчетной схеме	Усилия по схеме загружения № 1, кН		Усилия по схеме загружения № 2, кН	
		от постоянных длительных нагрузок	полное загружение	от постоянных длительных нагрузок	полное загружение
Верхний пояс	2-а	-650	-790	-640	-720
	3-б	-787	-835	-680	-760
	4-в	-667	-810	-660	-735
	5-д	-732	-890	-735	-765
	6-е	-732	-890	-735	-765
	7-з	-667	-810	-620	-700
	8-и	-687	-835	-640	-720
	9-к	-650	-790	-625	-690
Нижний пояс	1-а	+585	+710	+575	+650
	1-г	+765	+930	+740	+810
	1-ж	+765	+930	+740	+810
	1-к	+585	+710	+560	+620
Раскосы	а-б	+95	+115	+95	+110
	в-г	-123	-150	-100	-100
	г-д	-49,4	-60	-35	-50
	е-ж	-49,4	-60	-35	-50
	ж-з	-123	-150	-130	-130
	и-к	+95	+115	+70	+90
Стойки	б-в	+33	+40	+20	+20
	д-е	+61,8	+75	+40	+60
	з-и	+33	+40	+30	+40

П р и м е ч а н и е. «—» сжатие, «+» растяжение.

4.2. Расчет нижнего пояса производится по прочности (подбор напрягаемой арматуры) и трещиностойкости. **Подбор напрягаемой арматуры** Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры определяют как для центрально растянутого элемента

$$A_{sp} = N / \gamma_{s6} R_s$$

В нижнем поясе конструктивно принимают продольную ненапрягаемую арматуру, при этом коэффициент армирования сечения $\mu = (A_{sp} + A_s) / bh \leq 2\%$

Проверка трещиностойкости. Усилите трещинообразования определяют при $\gamma_{sp} = 0.9$ и коэффициенте 0.85, который учитывает снижение трещиностойкости нижнего пояса фермы вследствие влияния изгибающих моментов, возникающих в узлах. $N_{cr} = 0.85 [R_{bt,ser} (A + 2\alpha_s A_s) + P_2]$.

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки $a_{crc1} = 1.15 \delta \varphi_1 \eta \sigma_s / E_s * 20 (3/5 - 100\mu)^3 \sqrt{d}$ (СНиП 2.03.01-84) или

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \varphi_1 \sigma_s / E_s l_s \quad (\text{СП 52-102-2004}).$$

4.3. Расчет верхнего пояса при случайному эксцентрикиситете e_a и наибольшей гибкости $\lambda = l_o / b \leq 20$, требуемая площадь сечения сжатой арматуры $(A_s + A'_s) = (N / \varphi R_{sc}) - b h \gamma_{b2} R_b / R_{sc}$. В первом приближении задают коэффициент армирования $\mu = 0.01$ и находят коэффициент φ , учитывающий гибкость $\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_{sb} - \varphi_b) \mu R_{sc} / (\gamma_{b2} R_b)$.

4.4. Опорный узел фермы (схема усилий в узле показана на рис. 24).

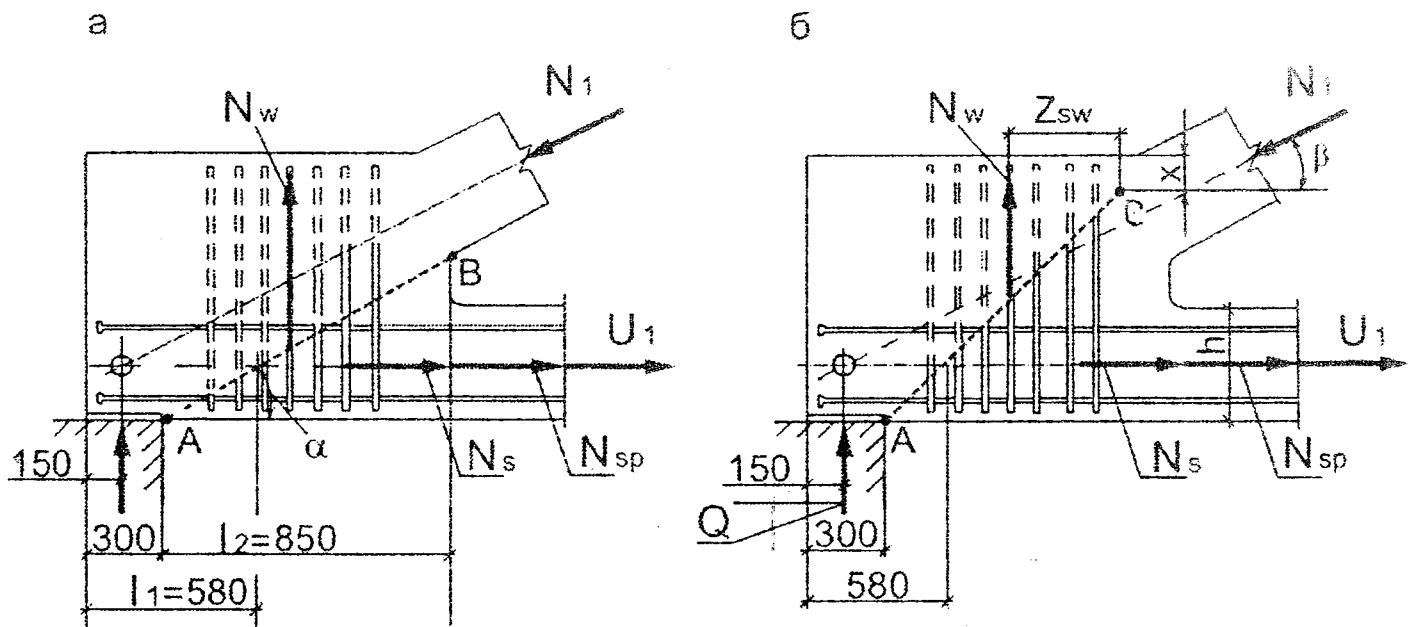


Рис. 24. Схемы действия усилий в опорном узле фермы

Требуемая площадь дополнительной ненапрягаемой арматуры

$$A_s = 0.2 N_1 / R_s,$$

где N_1 – расчетное усилие в приопорной панели.

Расчет на отрыв нижнего пояса от узла по линии АВ

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом неполного использования ее прочности на длине заделки l_1 , $N_{sp} = A_{sp} R_{sp} l_1 / l_p$,

Усилие в ненапрягаемой арматуре с учетом неполного использования ее прочности на длине заделки, $N_{sp} = A_s R_s l_1 / l_{an}$,

где l_p – длина зоны анкеровки напрягаемой арматуры; $l_{an} = 35d$ – длина зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры.

Требуемая прочность сечения (сумма проекций сил на ось X)

$$N \leq N_{sp} + N_s + N_w \operatorname{ctg} \alpha;$$

$$N_{sw} = (N - N_{sp} - N_s) / \operatorname{ctg} \alpha;$$

Площадь сечения одного поперечного стержня

$$a_{sw} = N_{sw} / n R_{sw}$$

Расчет на изгиб по наклонному сечению АС

Требуемая прочность сечения (сумма моментов относительно точки С)

$$A_{sw} = Q(l - a) \leq N_{sp}(h_0 - x/2) + N_s(h_0 - x/2) + N_w z_{sw};$$

где a – расстояние от торца до центра опорного узла; $x = (N_{sp} + N_s) / R_b b$.

4.5. Узел примыкания раскоса к верхнему поясу фермы (схема усилий в верхнем узле фермы показана на рис. 25).

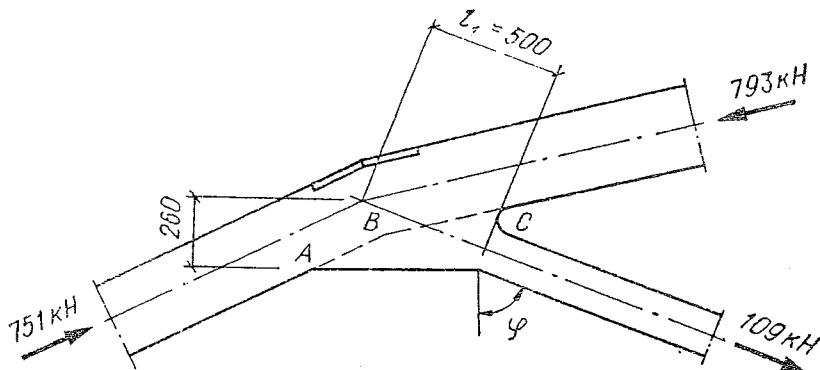


Рис. 25. Схема действия усилий в верхнем узле фермы

Длину заделки продольной рабочей арматуры раскоса в верхнем поясе фермы рассчитывают по формуле $l_{an} = R_s A_s / \eta_1 \eta_2 R_{bt} u_s$ но принимают не менее $35d$, где η_1, η_2 – коэффициенты, учитывающие влияние вида поверхности и диаметр арматуры.

Требуемая площадь сечения одного поперечного стержня

$$a_{sw} = N [1 - (k_2 l_1 + a) / k_1 l_{an}] / n R_{sw} \cos \varphi,$$

где $k_1 = N / R_s A_s$, $k_2 = 1$ для узлов верхнего пояса, $a = 2d$ – условное увеличение длины заделки растянутой арматуры

Площадь сечения окаймляющего стержня каркаса узла

$$A_s = 0/04 N / n_2 R_{os},$$

где $R_{os} = 90$ МПа – расчетное напряжение в окаймляющем стержне, установленное из условий ограничения ширины раскрытия трещин; $n_2 = 2$ – число окаймляющих стержней, рис. 26.

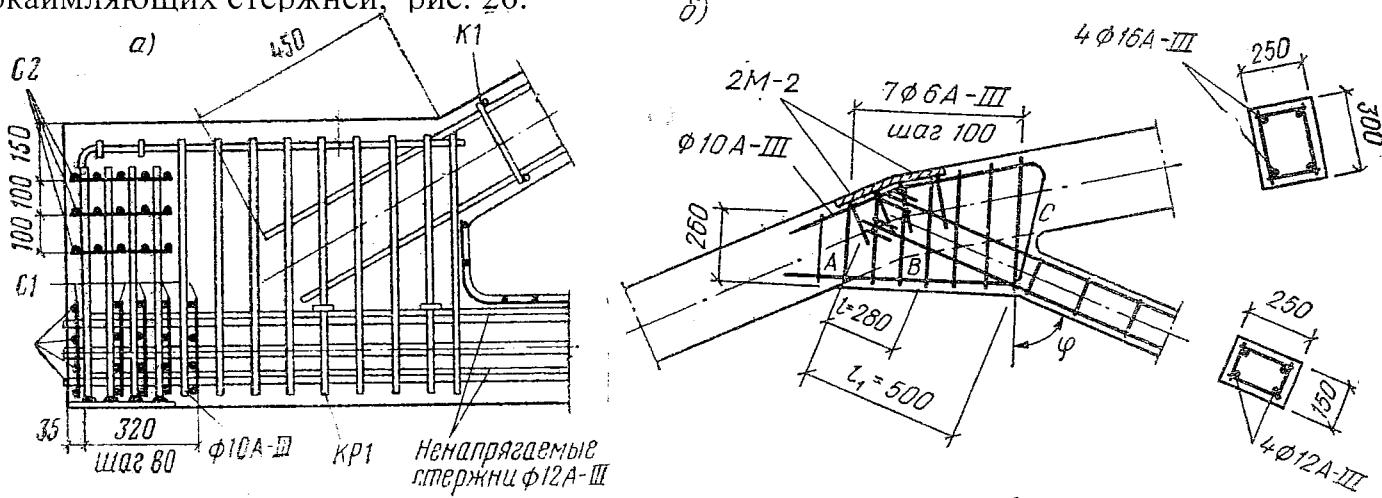


Рис. 26. Схемы армирования опорного и верхнего узлов фермы

4.6. Конструирование стыков ферм

При пролетах более 24 м стропильные фермы могут изготавливаться из двух полуферм, соединяемых между собой на месте строительства.

Стык нижнего пояса фермы.

Конструктивное решение стыка предусматривает анкеровку стержневой арматуры в бетоне, заключенном в стальную коробку, сваренную из листовой стали, которая служит групповым анкером для стержней нижнего пояса, а также передает усилия с пояса на стыковые накладки.

Коробка разделена диафрагмой на две части: узкую между двумя диафрагмами и длинную между торцом коробки и диафрагмой. В узкой части бетон вместе с двумя диафрагмами представляет собой анкерную плиту. Бетон в длинной части коробки, находящийся в обойме, служит для анкеровки напрягаемой арматуры.

Для лучшей работы бетона на местное сжатие и смятие в обойму устанавливают сетки косвенного армирования, рис. 27.

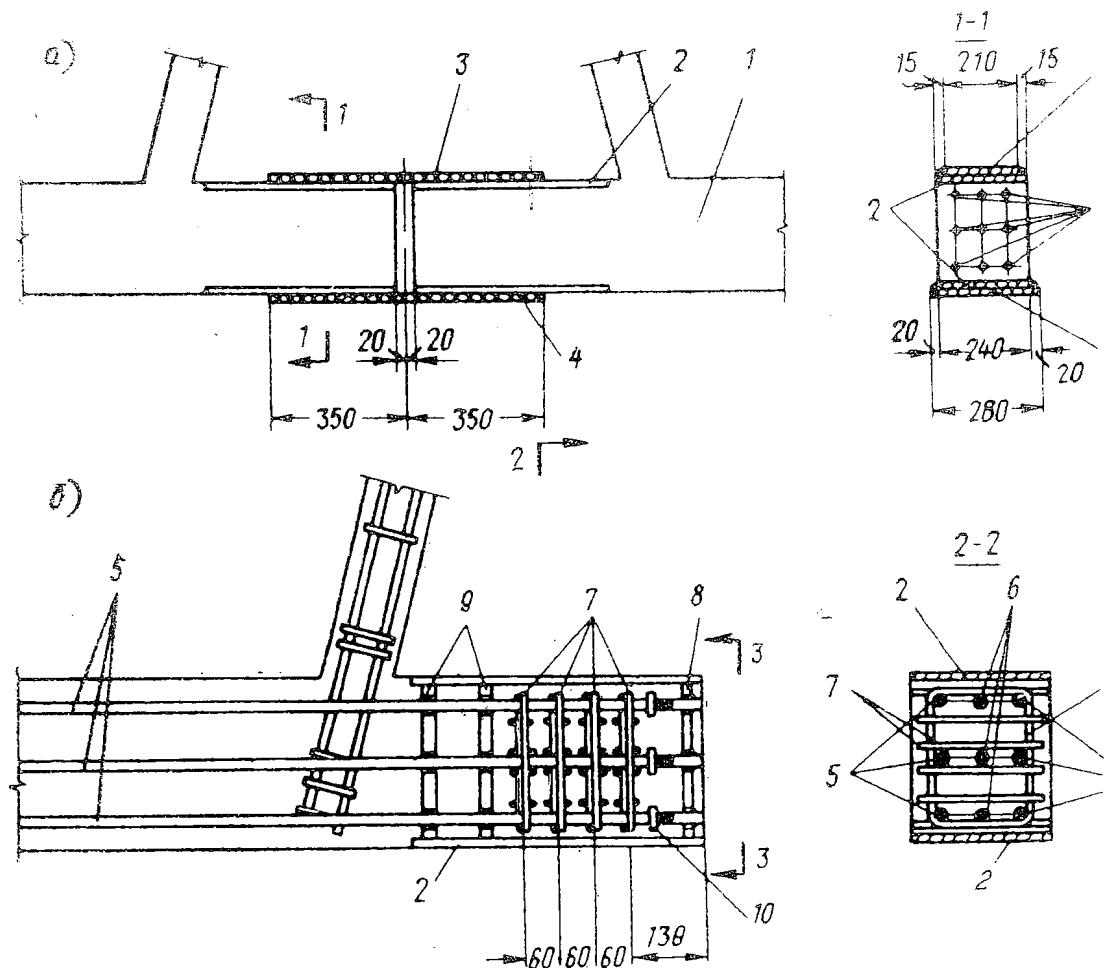


Рис. 27. Конструкция стыка нижнего пояса фермы

Стык верхнего пояса железобетонных ферм выполняют с помощью сварки закладных деталей двух половин фермы с использованием центрирующей прокладки, рис. 28.

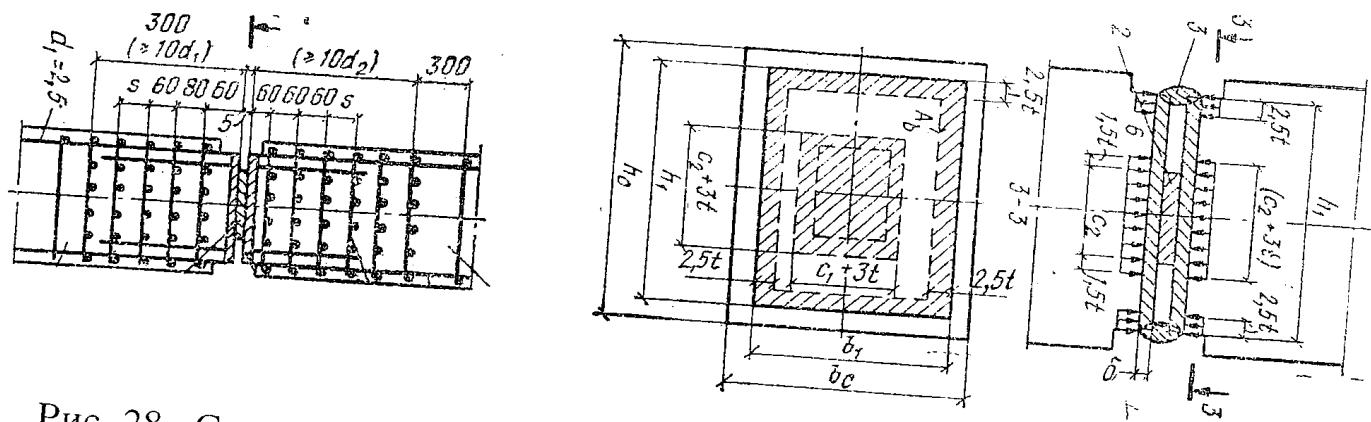


Рис. 28. Сварной стык железобетонных ферм

Общая площадь контакта в стыке $A_k = A_{ш} + A_n$,
где $A_{ш} = 2.5t [2h_1 + 2(b_1 - 5t)] - 5t (h_1 + b_1 - 5t)$ - площадь контакта по периметру сварного шва при его толщине, равной t ;
 $A_n = (d + 3t)(c + 3t)$ - площадь контакта под центрирующей прокладкой; b_1, h_1 - размеры торцевого стального листа; c, d - размеры центральной прокладки.

Величину усилия N_w , передаваемого на сварные швы по контуру стыка, определяют по соотношению площадей $N_w = N (A_w / A_k)$ (52).

$$\text{Толщина сварного шва } h_w = N_w / 0.7 \gamma_c R_{w,c} l \quad \text{где } l$$

R_{wf} – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу шва

4.6. Схема армирования и узлы стропильной фермы

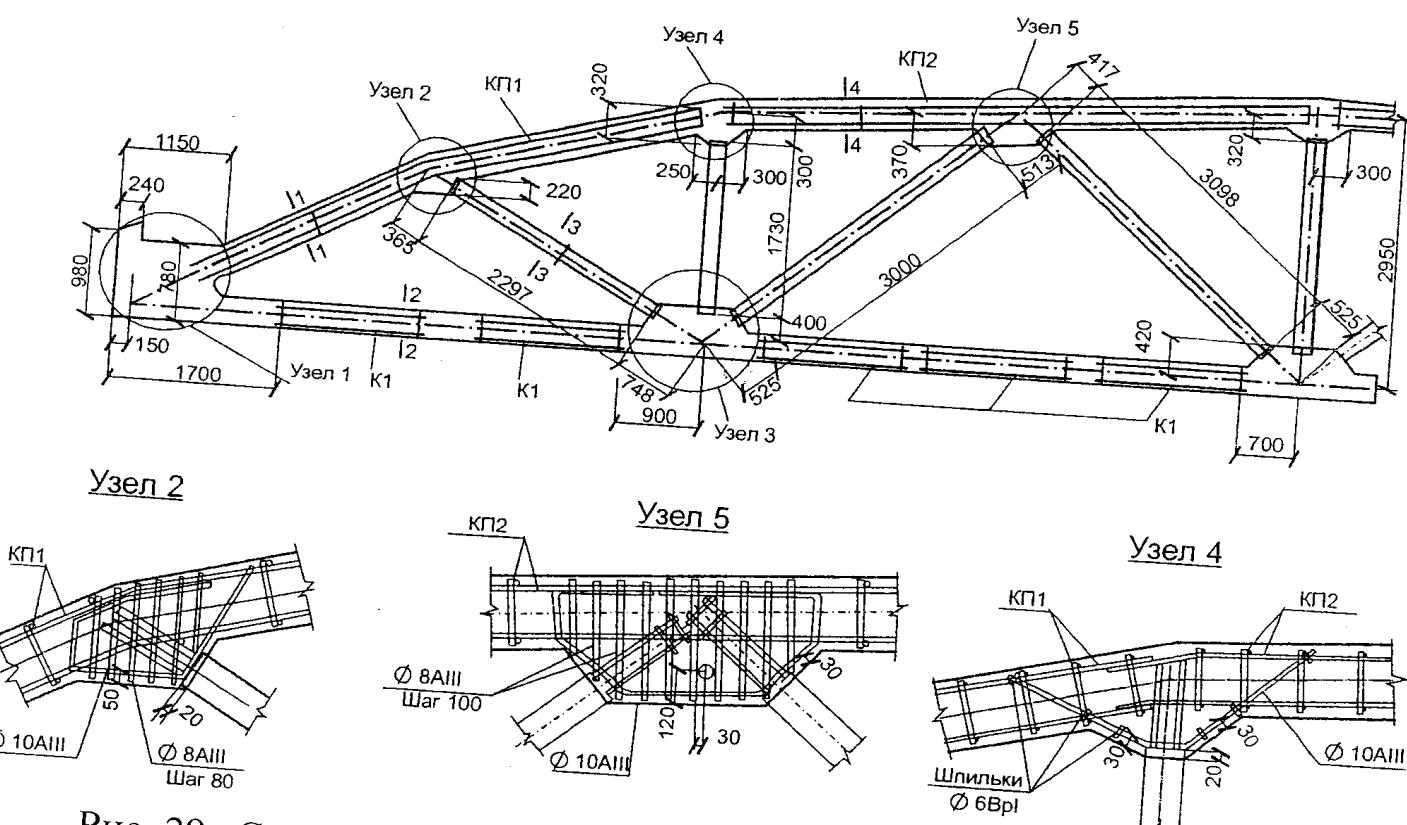


Рис. 29. Схема армирования и узлы стропильной фермы

Лекция 5. Подстропильные фермы

Сборные предварительно напряженные подстропильные фермы проектируют по однопролетной схеме и рассчитывают как свободно установленные на двух опорах. Пролет стропильных ферм 12 м. Конструктивное решение подстропильной фермы показано на рис. 30.

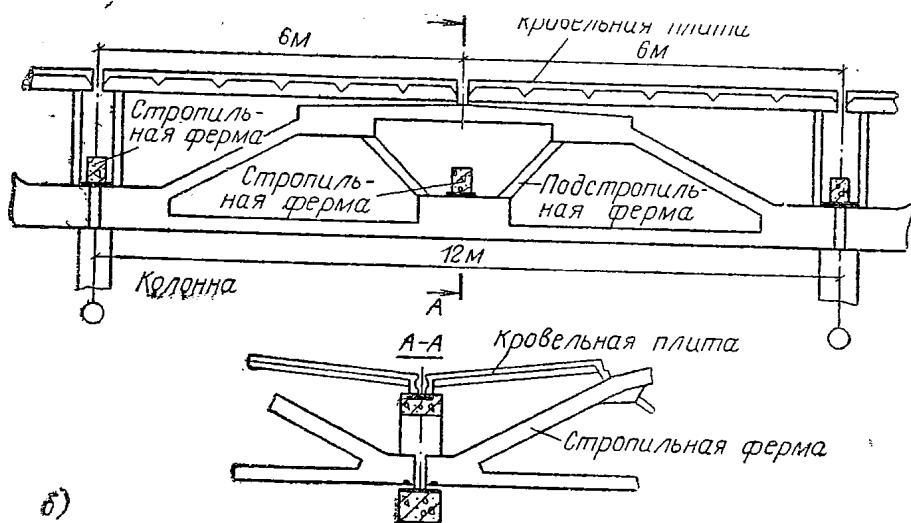


Рис. 30. Конструктивное решение подстропильной фермы

Нагрузка от стропильных ферм на подстропильную ферму передается в виде сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета, рис. 31.

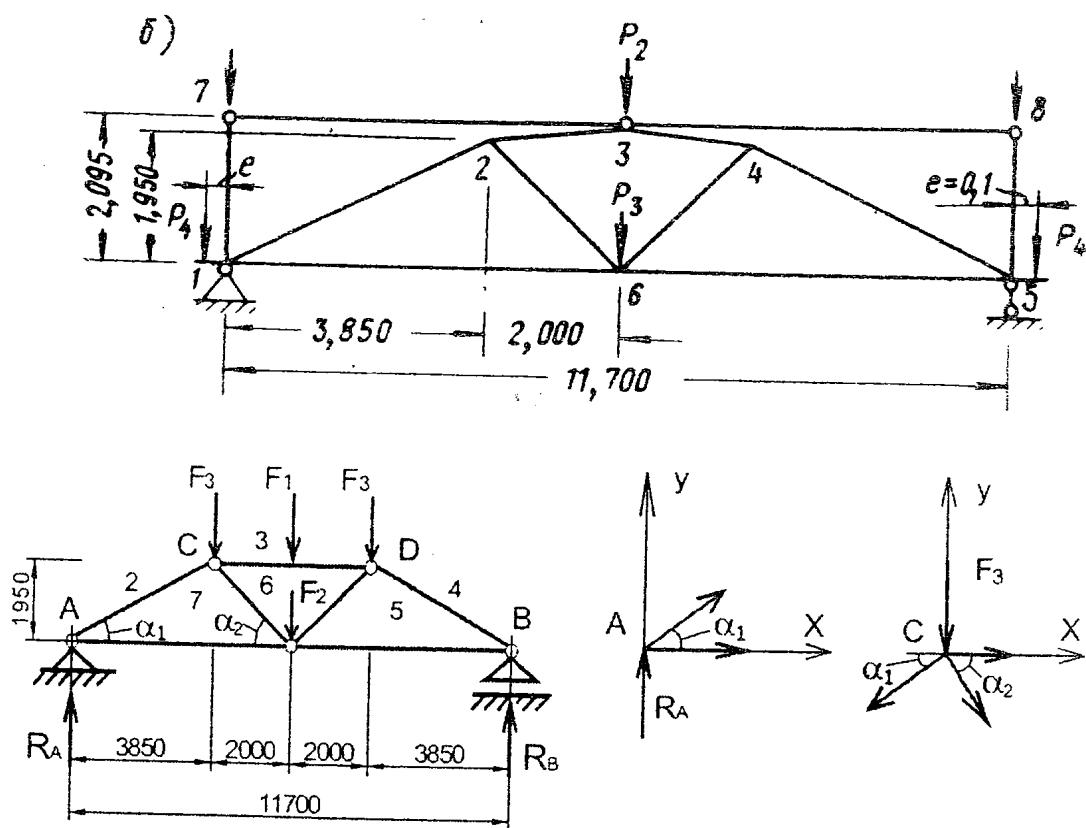


Рис. 31. Расчетные схемы подстропильной фермы

Средний узел нижнего пояса подстропильной фермы загружен несимметрично, так как опорные реакции стропильных ферм смежных пролетов различны по величине и их равнодействующая создает крутящий момент в этом узле.

Это обстоятельство учитывают эквивалентным увеличением равнодействующих сил R_1 и R_2 .

Приведенное усилие равно $F_{red} = (R_1 + R_2) / \alpha$, где коэффициент α зависит от величины эксцентризитета e_0 равнодействующей сил R_1 и R_2 : при $e_0 = 0$; 5; 10 и 15 см коэффициент α принимает значение соответственно 1; 0.87; 0.67 и 0.5.

Величина эксцентризитета $e_0 = (R_1 - R_2) e / (R_1 + R_2)$, где e – эксцентризитет приложения сил R_1 и R_2 относительно оси нижнего пояса стропильной фермы.

Конструктивное решение и армирование подстропильной фермы показано на рис. 32.

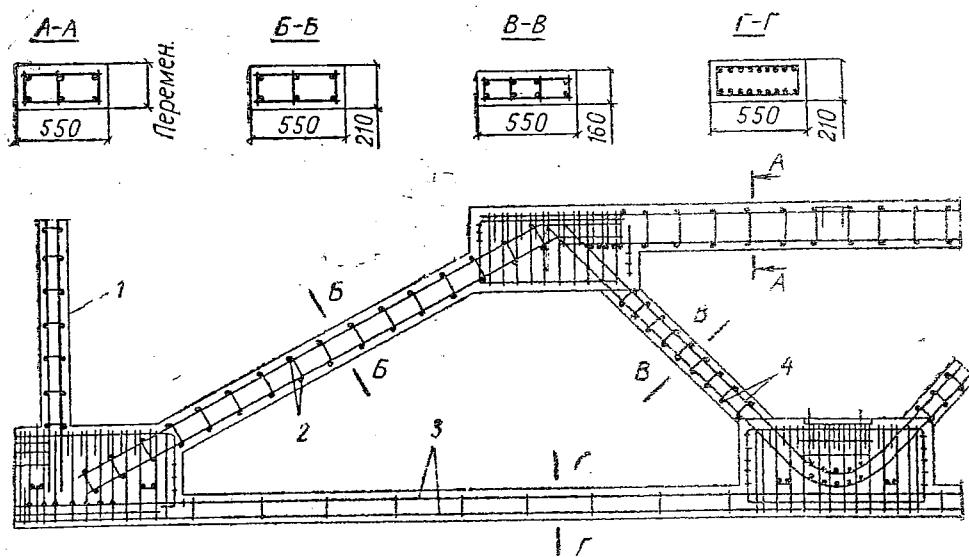


Рис. 32. Опалубочные размеры и армирование подстропильной фермы

В стержне верхнего пояса при загружении его внеузловой нагрузкой F_1 , возникают изгибающие моменты, как в балке с защемленными концами в узлах фермы.

Момент в заделке i -го стержня, примыкающего к узлу: $M_i = \beta_i M_{sup}$, где β_i – коэффициент, зависящий от соотношения погонных жесткостей рассматриваемых стержней. При $i_i / i_m \geq 4$ коэффициент $\beta_i = 0.1$, а при $i_i / i_m \leq 1$, $\beta_i = 0.2$, где i_m – погонная жесткость среднего из всех сходящихся в узле стержней; i_i – средняя погонная жесткость всех стержней, исключая средний стержень.

Опорный момент в горизонтальном стержне верхнего пояса при действии усилия F_1 определяют по формуле

$M^c_{3-6} = F_1 l / 8$, где расчетную длину горизонтального стержня принимают «в свету» между жесткими узлами.

5.2. Стропильные арки

Железобетонные арки применяют в качестве стропильных конструкций при шаге колонн 6 и 12 м и пролетах 30 м и более, так как при таких пролетах они экономичнее ферм. Распор арки воспринимают затяжкой. Стрелу подъема принимают равным $f = (1/6 \dots 1/8) L$. Отношение высоты сечения арки к пролету $h/L = 1/30 \dots 1/40$, ширина сечения $b = (0.4 \dots 0.5) h$. Конструктивное решение арки показано на рис. 33.

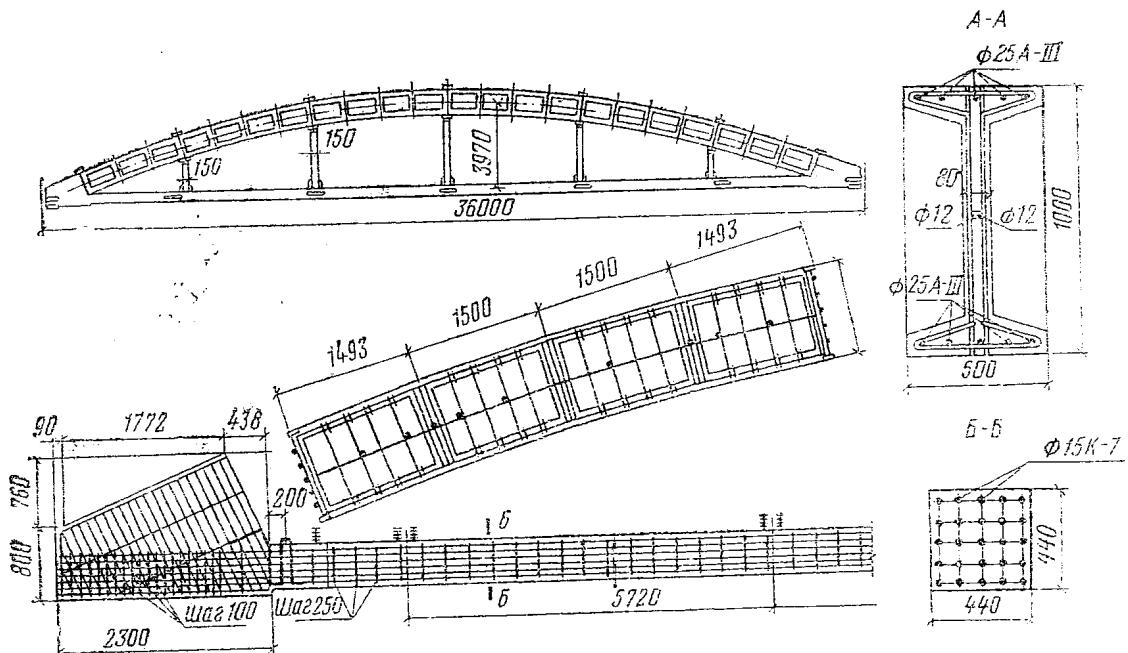


Рис. 33. Железобетонная арка с затяжкой пролетом 30 м

Распор от равномерно распределенной нагрузки по пролету арки
 $H = k q l^2 / 8f$

Распор от равномерно распределенной нагрузки на половине пролета арки
 $H = k q l^2 / 16f$.

Расчетные схемы арок от действующих нагрузок показаны на рис. 34.

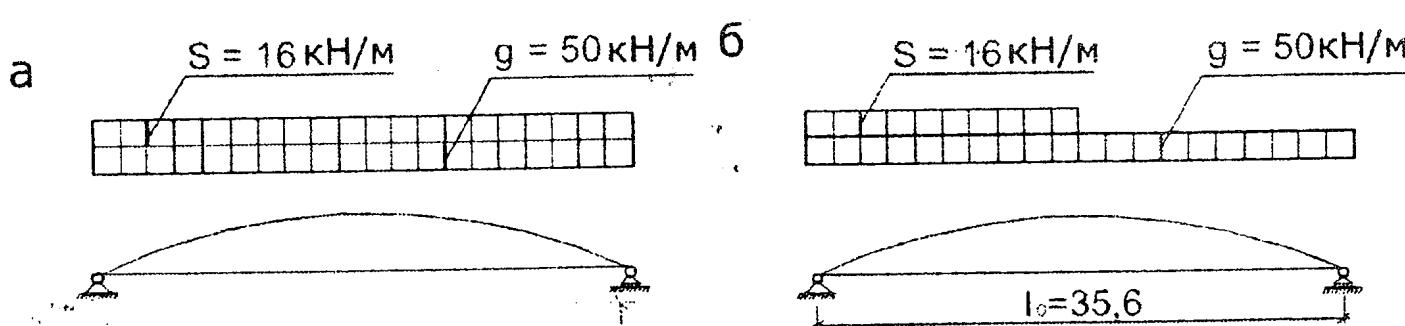


Рис. 34. Расчетные схемы арок

Определение усилий N , M , Q в верхнем и нижнем поясах арки выполняют с учетом влияния перемещений, обусловленных податливостью опор, укорочением верхнего пояса и удлинением затяжки, приводящих к уменьшению распора.

Эти деформации характеризуются коэффициентом податливости

$$k = 1 / [1 + 15/8 (I_{red} / f)^2 (1 + E_b A_{red} / E_{b1} A_{red1})] \leq 1.$$

Разбивка верхнего пояса арки на расчетные сечения показана на рис. 35.

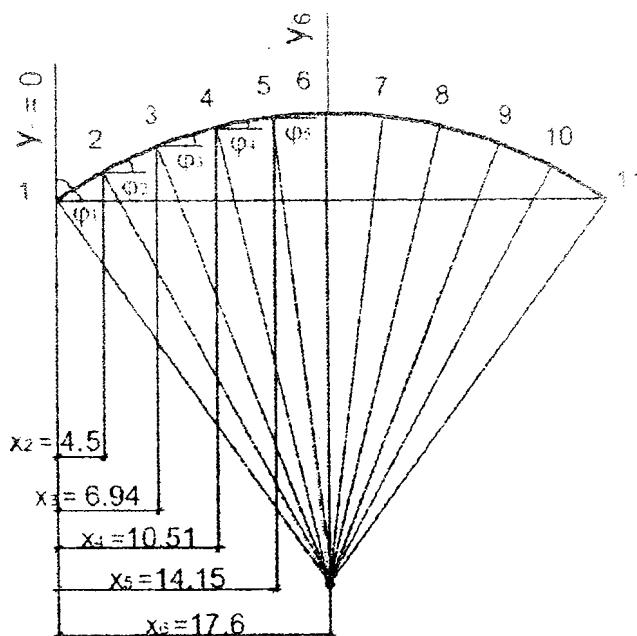


Рис 35. Схема разбивки верхнего пояса арки на расчетные сечения

При разбивке верхнего пояса на 10 равных частей (дуге 0.1 части соответствует угол $\varphi = 5^\circ$) координаты сечений определяют по формулам

$$x = l_0 / 2 - R \sin \varphi, \quad y = R \cos \varphi - a, \quad \text{где } a = R - f.$$

Балочные моменты и поперечные силы определяют по формулам

- при загружении всего пролета $M_o = R_A x - qx^2 / 2,$

- $Q_o = R_A (1 - x / 2l_0),$ где $R_A = ql_0 / 2$ – опорная балочная реакция.

- при загружении половины пролета $M_o = R_A x, \quad Q_o = R_B,$ где $R_A = ql_0 / 8$ и

- $R_A = 3ql_0 / 8$ при загружении левой половины арки.

Схема расчета усилий в верхнем поясе арки показана на рис. 36.

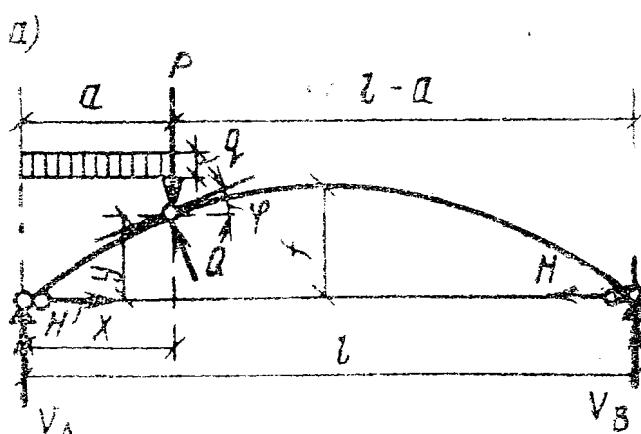


Рис 36.

Усилия в сечениях арки определяют по формулам

$$M_x = M_o = Hy, \quad N_x = Q_o \sin \varphi + H \cos \varphi, \quad Q_x = Q_o \cos \varphi + H \sin \varphi.$$

Лекция 6. Безраскосные фермы.

Безраскосные предварительно напряженные фермы применяют в покрытиях производственных зданий при пролетах 18...24 м и шаге поперечных рам 6 и 12 м. По сравнению с фермами с раскосной решеткой они проще в изготовлении, более экономичны по расходу материалов и удобны для размещения оборудования в межферменном пространстве.

Особенностью таких ферм является наличие изгибающих моментов и поперечных сил в жестких узлах сопряжения элементов, которые рассчитывают и конструируют как внецентренно сжатые или внецентренно растянутые.

Опалубочные размеры и армирование безраскосных ферм показано на рис. 37.

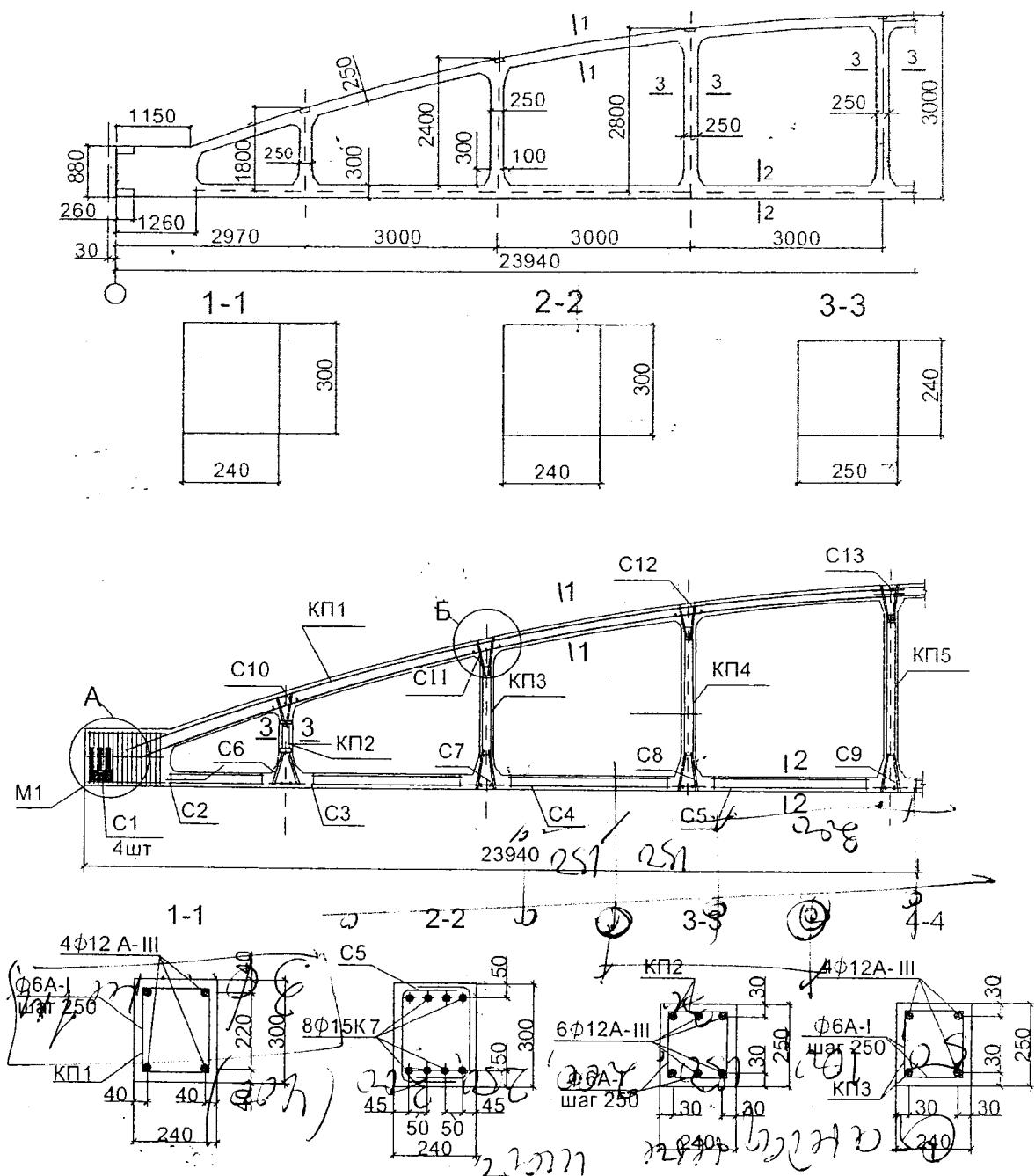


Рис. 37. Опалубочные размеры и армирование безраскосных ферм

Расчетные схемы безраскосных ферм показаны на рис. 38.

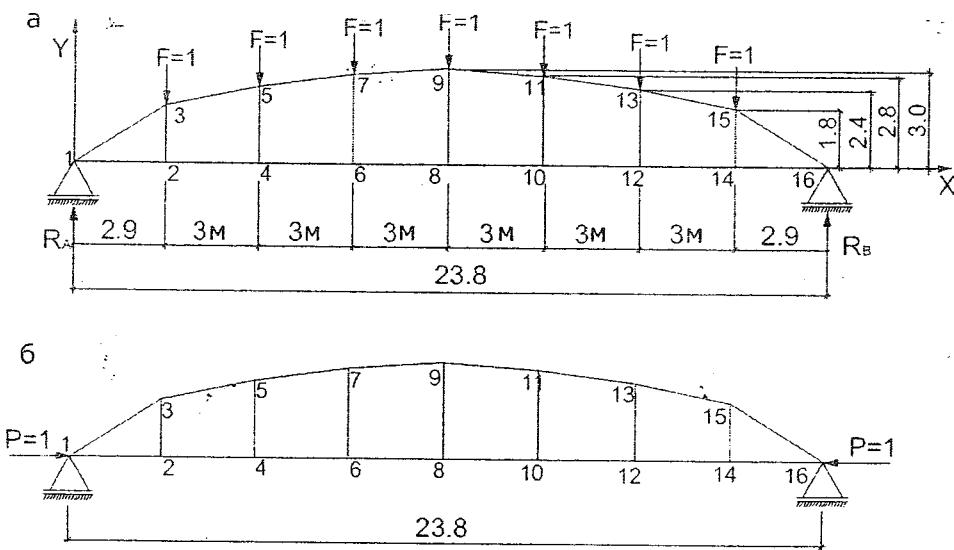


Рис. 38. Расчетные схемы безраскосных ферм

Координаты узлов «у» при круговом очертании верхнего пояса определяют по формуле $y = R (\cos \varphi - 1) + f$, где $R = (l_0^2 + 4f^2) / 8f$.

Расчет нижнего пояса на прочность

$$1. e_o = M / N$$

$$2. e' = 0.5h + e_o - a'$$

3. Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = N e' / \gamma_{s6} R_s (h_o - a')$$

Прочность наклонных сечений нижнего пояса по поперечной силе

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o, \quad \varphi_n = 0.1 N / R_{bt} b h_o, \quad \varphi_{b3} = 0.6$$

Расчет верхнего пояса на прочность

$$1. M_I = M + 0.5N (h_o - a')$$

$$2. M_{II} = M_I + 0.5 N_l (h_o - a')$$

$$3. \varphi_l = 1 + \beta M_{II} / M_I$$

$$4. Ne \leq R_b b x (h_o - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a')$$

$$5. e = e_o \eta + (h_o - a') / 2$$

6. При $\xi \leq \xi_R$,

$$x = (N + R_s A_s - R_{sc} A_s') / R_b b$$

7. При $\xi > \xi_R$,

$$x = (N + R_s A_s (1 + \xi_R) / (1 - \xi_R) - R_{sc} A_s') / R_b b + 2 R_s A_s / h_o (1 - \xi_R)$$

$$8. \eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$$

$$9. N_{cr} = \pi^2 D / l_0^2, \text{ где } D - \text{жесткость железобетонного элемента}$$

$$10. D = k_b E_b I_b + k_s E_s I_s$$

$$11. \mu = 0.01 \text{ (в первом приближении)}$$

$$12. k_b = 0.15 / \varphi_l (0/3 + \delta_e)$$

Лекция 6. Колонны производственных зданий

Сборные типовые железобетонные колонны, являющиеся стойками поперечных рам, применяют при высоте здания ≤ 18 м, шаге колонн ≤ 12 м и грузоподъемности кранов ≤ 50 т. Их изготавливают сплошного прямоугольного сечения и двухветвевыми, а также двутаврового и круглого сечения. Опалубочные размеры и армирование колонн показано на рис. 39, 40.

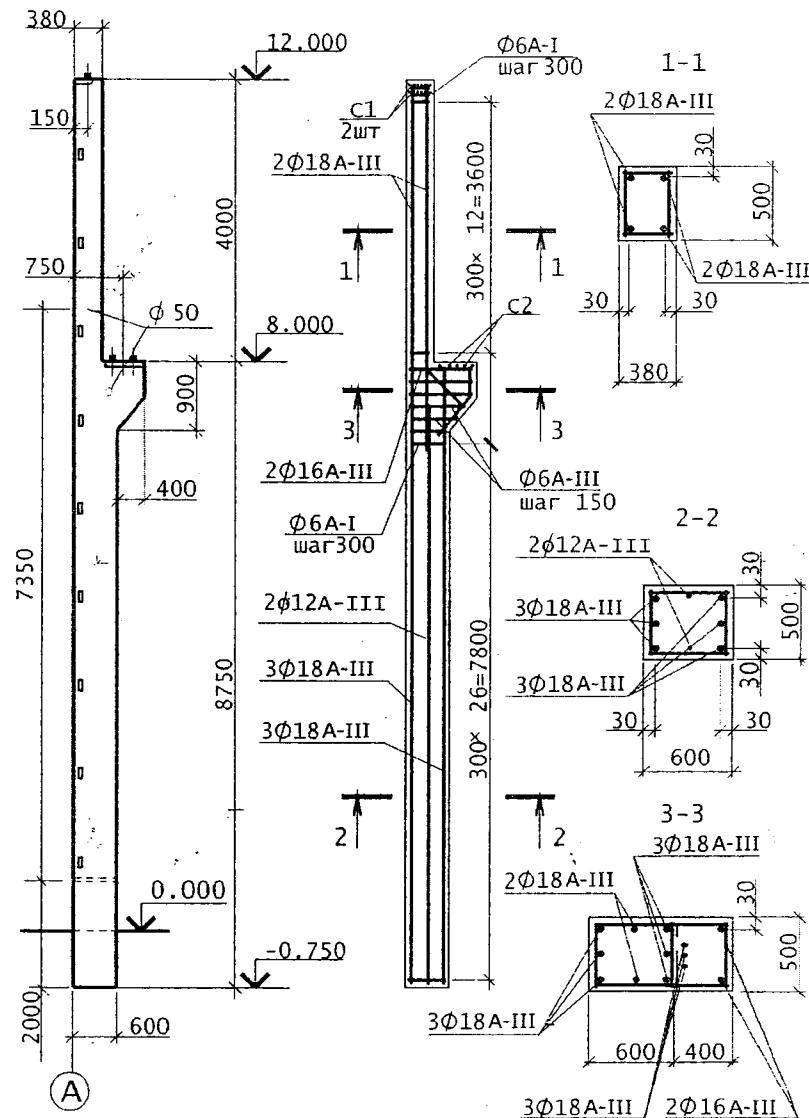


Рис. 39. Опалубочный чертеж и армирование колонны крайнего ряда

По характеру действующих усилий колонны поперечной рамы относятся к внецентренно сжатым элементам, особенностью расчета которых является учет влияния прогиба элемента на увеличение начального эксцентриситета продольной силы при гибкости $l_o / i \geq 14$ ($l_o / h \geq 4$ для прямоугольных сечений). Влияние прогиба элемента учитывают коэффициентом $\eta \geq 1$, определяемым по формуле $\eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$, где $N_{cr} = \pi^2 D / l_o^2$.

При эксцентриситете продольной силы $e_o = M / N \leq h / 30$ и гибкости $l_o / h \leq 20$ расчет прочности допускается производить по формуле

$$N \leq \varphi (R_b A + R_s A_{s,tot}), \text{ где } \varphi \text{ изменяется в пределах от 0.9 до 0.7.}$$

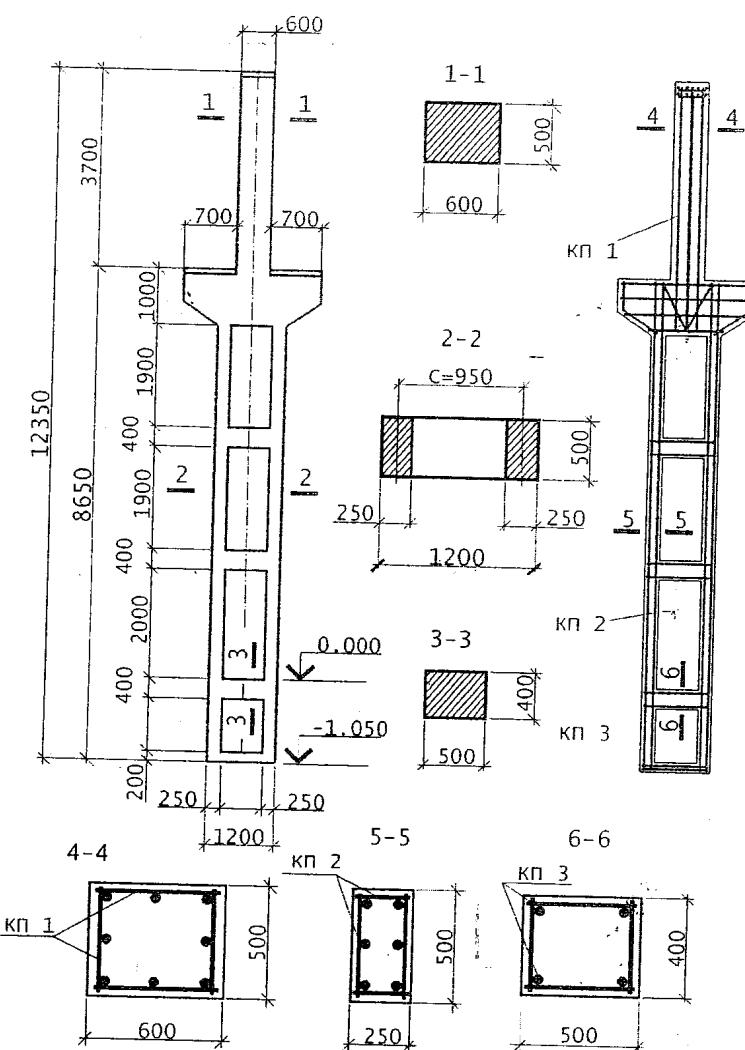


Рис. 40. Опалубочный чертеж и армирование колонны среднего ряда

6.1. Расчетные схемы и нагрузки

В расчетной схеме сопряжения ригеля с колонной принимают шарнирным, а колонны с фундаментом – жестким. Колонны рассчитывают на воздействие постоянных нагрузок (масса покрытия, каркаса, навесных стен и т.д.) и временных (длительных и кратковременных). К длительным относятся нагрузки от стационарного оборудования, одного мостового крана с коэффициентом 0.6 и часть снеговой нагрузки. Кратковременной считают нагрузку от двух сближенных кранов, от снега и ветра.

Постоянные нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций определяют с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0.95$.

Снеговая нагрузка при расчете колонн принимается равномерно распределенной по поверхности покрытия.

Крановые нагрузки определяют по линии влияния опорной реакции

6.2. Усилия от действующих нагрузок

Для построения эпюр моментов и поперечных сил от действующих нагрузок необходимо определить упругие реакции в месте опирания колонны на жесткий диск покрытия.

Формулы для определения упругих реакций

При определении упругих реакций сплошных колонн в приведенных ниже формулах для двухветвевых колонн следует принять $k_1 = 0$, а момент инерции I_B нижней подкрановой части колонны определять как для сплошного сечения.

Схема загружения	Опорная реакция B	Схема загружения	Опорная реакция B
	$B_\phi = \frac{3E_6 J_H}{l^2 (1 + k + k_1)}$		$B = \frac{3M \left(1 + \frac{k}{\alpha}\right)}{2l (1 + k + k_1)}$
	$B_\Delta = \frac{3E_6 J_H}{l^3 (1 + k + k_1)}$		$B = \frac{3M\eta (2 - \eta)}{2l (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M (1 - \alpha^2)}{2l (1 + k + k_1)}$		$B = \frac{3pl [1 + \alpha k + 1,33 (1 + \alpha) k_1]}{8 (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{pl [3 (1 + \alpha k) - (3 + \alpha) (1 - \alpha)^3 + k_1]}{8 (1 + k + k_1)}$	F — площадь сечения ветви; n — число панелей двухветвенной колонны.	

Обозначения: $\alpha = \frac{a}{l}$; $k = \alpha^3 \left(\frac{J_H}{J_B} - 1 \right)$;

$$k_1 = \frac{(1-a)^3 J_H}{8n^2 J}; \quad J_H = \frac{Fc^2}{2};$$

6.3. Определение усилий в колоннах в составе поперечной рамы

Для расчета усилий в элементах поперечной рамы используют метод перемещений с одним неизвестным — горизонтальным перемещением Δ . Основную систему подвергают единичному перемещению на уровне расположения связи, при этом в колоннах возникают реакции B_Δ и изгибающие моменты. Затем основную систему загружают постоянными и временными нагрузками, которые вызывают в стойках соответствующие реакции и изгибающие моменты, (см. п. 6.2). Из канонического уравнения метода перемещений $r_{11} \Delta + R_{1p} = 0$ находят горизонтальное перемещение Δ , а затем упругую реакцию системы $B_{up} = B + \Delta B_\Delta$, рис. 41. При числе пролетов рамы более двух принимают $\Delta = 0$.

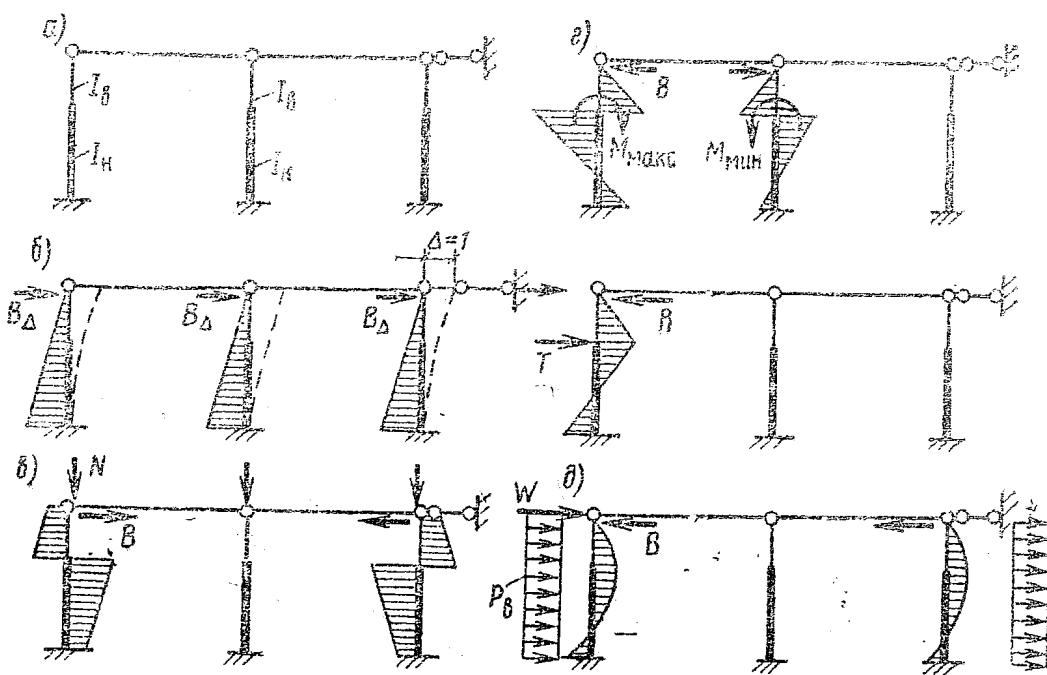


Рис. 41. Основная система поперечной рамы и эпюры моментов от нагрузок

6.4. Пространственная работа поперечной рамы

Колонны здания, объединенные жестким диском покрытия в поперечные и продольные рамы, работают как единый пространственный блок. Нагрузки от покрытия, снега и ветра приложены одновременно ко всем рамам блока и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности. Нагрузки же от мостовых кранов приложены лишь к отдельным рамам блока, но благодаря жесткому диску покрытия в работу включаются остальные рамы блока, создавая пространственную работу здания.

Линейное перемещение поперечной рамы с координатой x_0 , находящейся в наиболее неблагоприятных условиях определяют по формуле $P = c_{np} r_{11}$, где коэффициент $c_{np} = 3.4$ при шаге поперечных рам = 12 м и $c_{np} = 4$ при шаге поперечных рам = 6 м. Расчет поперечной рамы на крановые нагрузки производят по формуле $c_{np} r_{11} \Delta + R_{Ip} = 0$.

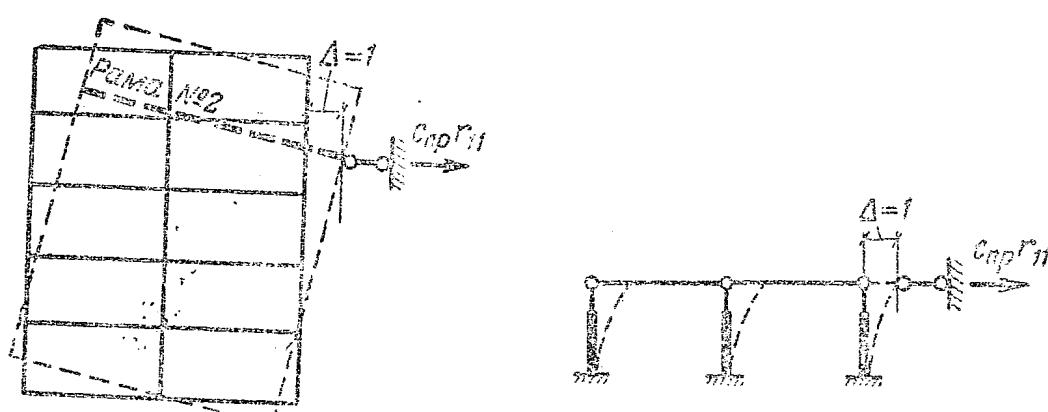


Рис. 42. Схема учета пространственной работы рамы на крановую нагрузку

Расчет на ветровую нагрузку:

$$r_{11} = r_{11,\text{лев}} + r_{11,\text{ср}} + r_{11,\text{прав}}$$

$$R_{1p} = R_{1p,\text{лев}} + R_{1p,\text{прав}} + W$$

Расчет на температурные воздействия выполняют для крайних колонн температурного блока. Линейное удлинение при перепаде температур $\Delta l = \Delta t \alpha L$. $\Delta t = t_1 - t_2$, $\Delta = PL^3 / 3EI$, $P = \Delta l B L^3 (1 + k + k_1)$, $B = 0.85 E_b I_b / c$, где $c = 2$ при влажности окружающей среды $\geq 40\%$
 $c = 3$ при влажности окружающей среды $< 40\%$

**Расчетные усилия в левой колонне (ось А) и их сочетания
(изгибающие моменты в кН·м, силы – в кН).**

Нагрузки	№ нагру- жения	Коэф- фици- ент Соче- таний	Усилия в сечениях колонн						
			II-II		III-III		IV-IV		
			M	N	M	N	M	N	
Постоянная	1	1	34,24	343,17	-46,0	422,8	-13,11	500,26	
Снеговая	2	1	17,27	123,12	-13,51	123,12	-10,08	123,12	
	3	0,9	15,54	110,81	-12,16	110,81	-9,07	110,81	
Крановая (от 2-х кранов) M_{\max} на левой колонне	4	1	-89,76	0	201,41	647,05	37,56	647,05	
	5	0,9	-80,78	0	181,27	582,35	33,8	582,35	
	6	1	-54,9	0	39,35	209,45	-60,85	209,45	
Крановая (от 2-х кранов) M_{\max} на средней колонне	7	0,9	-49,41	0	35,42	188,51	-54,77	188,51	
	8	1	-26,0	0	51,42	172,5	3,94	172,5	
Крановая (от 4-х кранов)	9	0,9	-23,4	0	46,28	155,25	3,57	155,25	
	10	1	$\pm 27,42$	0	$\pm 27,42$	0	$\pm 105,86$	0	
Крановая \bar{H} на левой колонне	11	0,9	$\pm 24,69$	0	$\pm 24,69$	0	$\pm 95,27$	0	
	12	1	$\pm 14,0$	0	$\pm 14,0$	0	$\pm 39,58$	0	
Крановая \bar{H} на средней колонне	13	0,9	$\pm 12,6$	0	$\pm 12,6$	0	$\pm 35,62$	0	
	14	1	13,99	0	13,99	0	122,26	0	
Ветровая слева	15	0,9	12,59	0	12,59	0	110,03	0	
	16	1	-21,47	0	-21,47	0	-112,43	0	
Ветровая справа	17	0,9	-19,32	0	-19,32	0	-101,19	0	
	Основные сочетания нагрузок с учетом крановой и ветровой	M_{\max}	$1+3+9+11^{(+)}$ +15		$1+5+11^{(+)}$ +15		$1+5+11^{(+)}$ +15		
			63,39	453,98	172,55	1005,15	225,99	1082,61	
		M_{\min}	$1+5+11^{(-)}$ +17		$1+3+17$		$1+3+7+11^{(-)}$ +17		
То же, без учета крановых и ветровой			-90,55	343,17	-77,48	533,61	-273,41	799,58	
		N_{\max}	$1+3+5+11^{(+)}$ +17		$1+3+5+11^{(+)}$ +15		$1+3+5+11^{(+)}$ +15		
			-75,01	453,98	160,39	1115,96	216,92	1193,24	
			1+2		1+2		1+2		
			51,51	466,29	-59,51	545,92	-23,19	623,38	
								3,87	

Лекция 7 . Фундаменты под колонны производственных зданий

Отдельные фундаменты под сборные колонны состоят из плиты и подколонника со стаканом. По характеру воспринимаемых усилий они являются внецентренно нагруженными и проектируются прямоугольными в плане с соотношением сторон $b/l = 0.6 \dots 0.85$. Размеры элементов фундамента принимают кратно 300 мм. Класс бетона не ниже В12.5, диаметр арматурных стержней ≤ 12 мм.

Глубина заделки одноветвевых колонн – от h_c до $1.4 h_c$, где h_c – размер большей стороны сечения колонны; для двухветвевых колонн – $0.5 + 0.33 h_c$. Глубина стакана $h_d = h_c + 50$ мм, толщина дна стакана ≥ 200 мм; толщина стенок стакана ≥ 150 мм; высота ступеней плиты ≤ 450 мм, кратно 150 мм, рис .

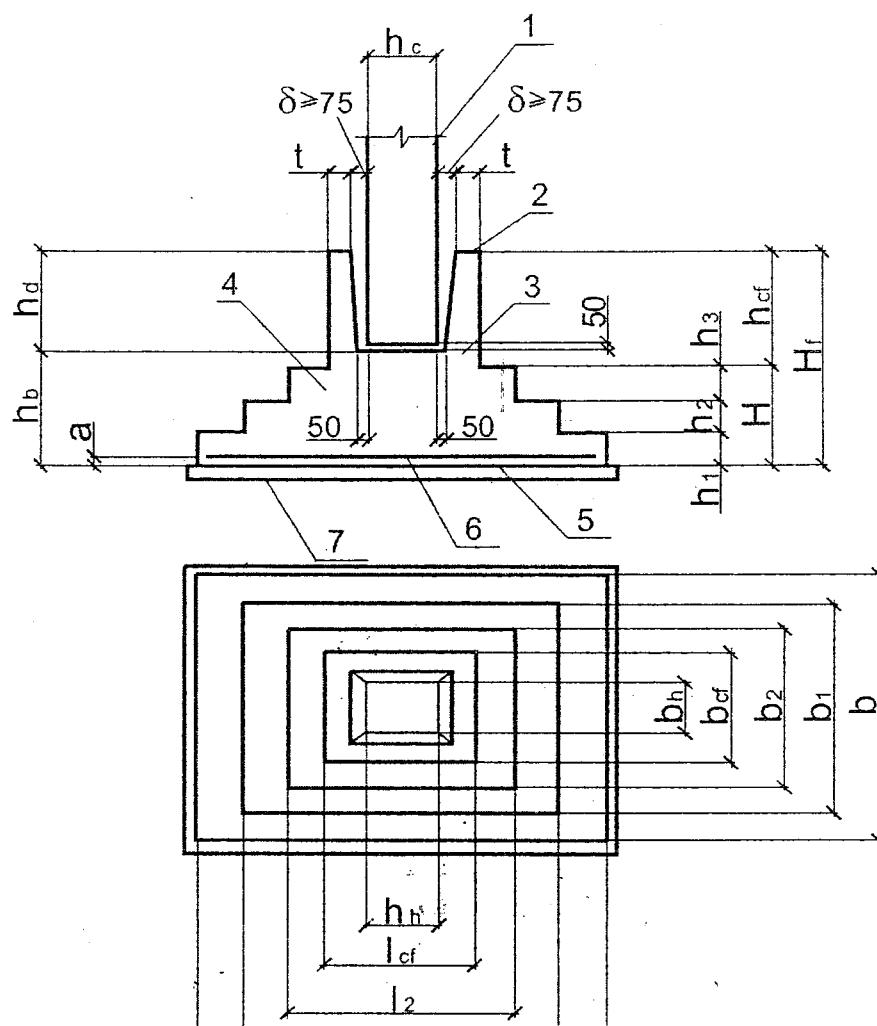


Рис. . Конструкция фундамента стаканного типа под сборную колонну

Определение размеров подошвы фундамента и краевых давлений

Размер меньшей стороны как центрально нагруженного фундамента

$$b = \sqrt{(N + G) / (R - \gamma_m d)}, \text{рис. .}$$

Задать соотношение $m = b / l = 0.8$, тогда $l = b / m$. Давление на грунт с учетом веса фундамента и грунта на уступах. $p_n = N/A \pm M/W + \gamma_m d$,

$$p_{n,max} \leq 1.2 R, \quad p_{n,min} \geq 0, \quad p_{n,m} \leq R,$$

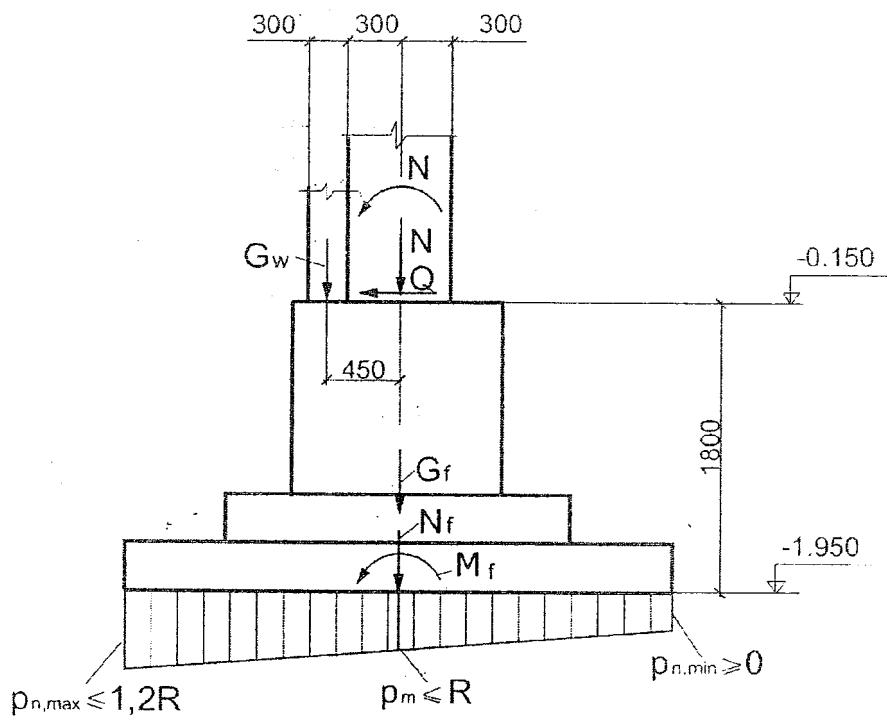


Рис. . Расчетная схема фундамента крайнего ряда

Рабочая высота плитной части фундамента

$$h_{o,pl} = -b_c / 2 + \frac{1}{2} \sqrt{b_c^2 + [2b(1-h_c) - (b-b_c)^2] / (1 + R_{bt} / p_{max})}$$

Проверка высоты нижней ступени на продавливание

$P \leq R_{bt} b_m h_{o1}$, где $P = p_{max} A_\phi$ – продавливающая сила; $b_m = b_1 + h_{o1}$ – размер средней линии пирамиды продавливания.

Проверка вылета нижней ступени на поперечную силу

$$Q = p_{max} (C_1 - h_{o1}) b \leq Q_{b,min} = 0.6 R_{bt} b h_{o1}$$

Подбор арматуры подошвы плиты

$$A_s = M / R_s h_o$$

Расчет подколонника, рис. .

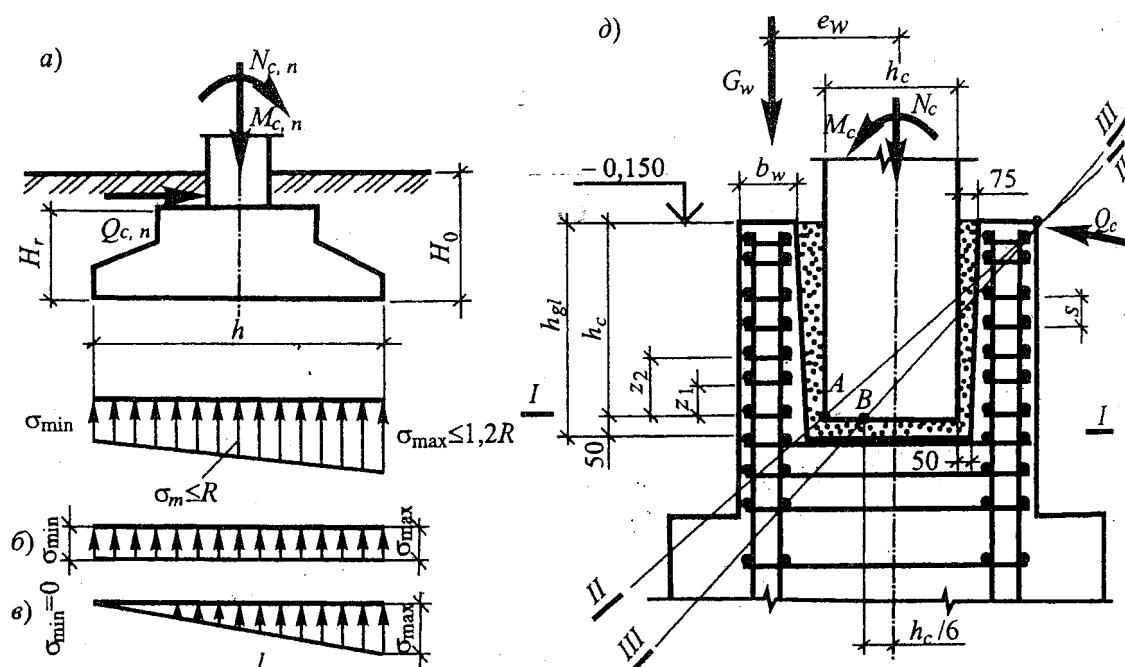


Рис. . Расчетная схема подколонника

Площадь сечения продольной арматуры в стенках стакана определяют расчетом, приводя коробчатое сечение к тавровому.

При $e_o = M / N \leq h_c / 6$ поперечную арматуру стакана ставят по конструктивным требованиям.

При $e_o = M / N \leq h_c / 2$ поперечную арматуру стакана ставят по расчету:

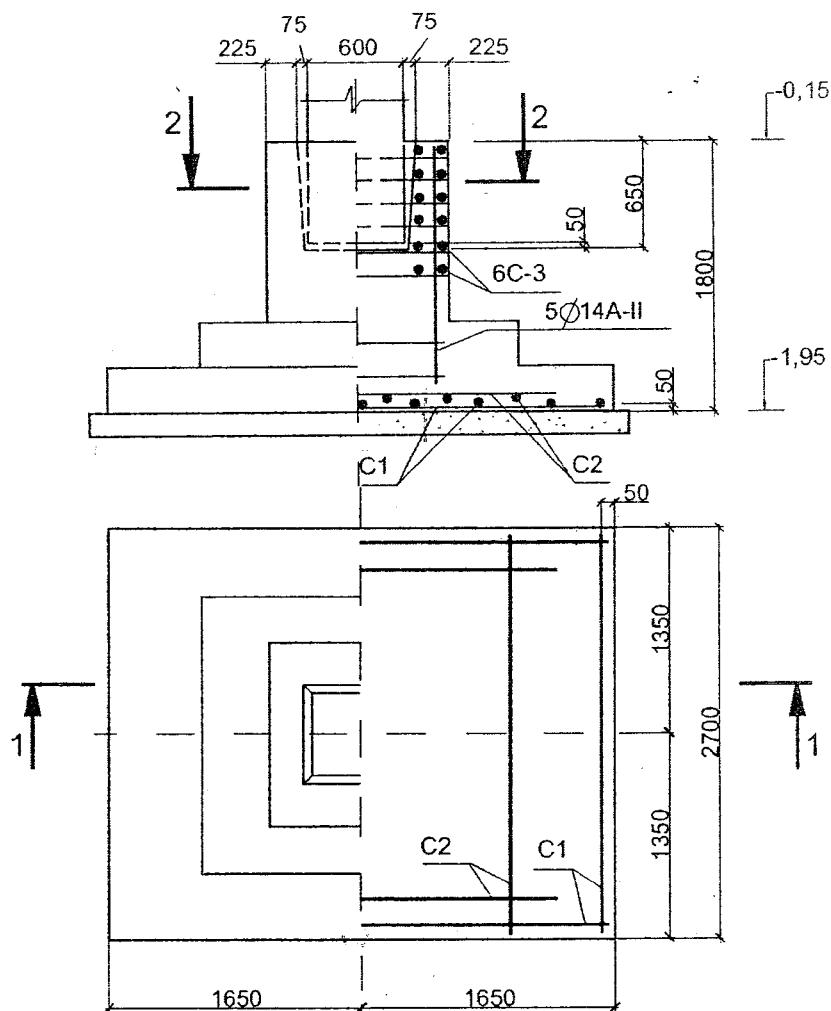
$$M_A = 0.8 [M_c + Q_c h_{gl} + G (e_w - h_c / 2) - N_c h_c / 2]$$

При $h_c / 6 < e_o \leq h_c / 2$ поперечную арматуру стакана ставят по расчету:

$$M_B = M_c + Q_c h_{gl} - 0.7 N_c e_o$$

Конструирование арматуры фундамента

1-1



Проверка на раскалывание выполняется для низких фундаментов, когда не выполняется условие

$$h_b \geq H + 0.5 (l_{ef} - h_c)$$

Проверка на продавливание дна стакана

$$N \leq b_l / A_{fo} (R_{bt} b_m h_{o1})$$

При отношении $A_{fb} / A_{fl} > b_c / h_c$,

$$N \leq 0.975 (1 + b_c / h_c) A_{fl} R_{bt}$$

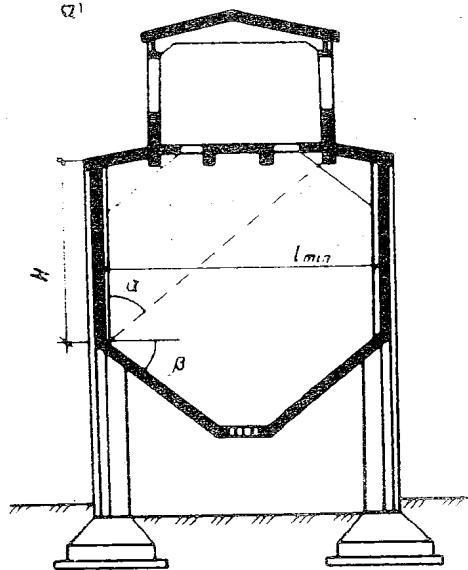
При отношении $A_{fb} / A_{fl} < b_c / h_c$,

$$N \leq 0.975 (1 + h_c / b_c) A_{fb} R_{bt}$$

Лекция 10. Бункеры и силосы

Бункеры и силосы – саморазгружающие емкости для хранения и выдачи сухих сыпучих материалов (зерно, цемент, известь, уголь и др.) при загрузке сверху и разгрузке снизу емкости через воронку. Угол наклона стенки воронки принимают больше (на 5%) угла естественного откоса сыпучего материала.

Силосами называют хранилища, у которых высота стенки $H \geq 1,5 L_{min}$, в бункерах $H < 1,5 L_{min}$, рис.



1.10. Расчет бункеров

состоит из следующих этапов:

- определение давления сыпучего материала на отдельные плоскости конструкций бункера: вертикальное давление $q^n = \gamma h$; горизонтальное давление $p^n = q^n \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi / 2) = q^n k$, ϕ - угол естественного откоса сыпучего материала;

б) определение изгибающих моментов и осевых усилий, возникающих в стенках бункера от расчетных нагрузок с учетом коэффициента динамичности $k_{din} = 1.4$; схемы действия нагрузок и схемы образования трещин в стенах и воронке бункера показаны на рис.

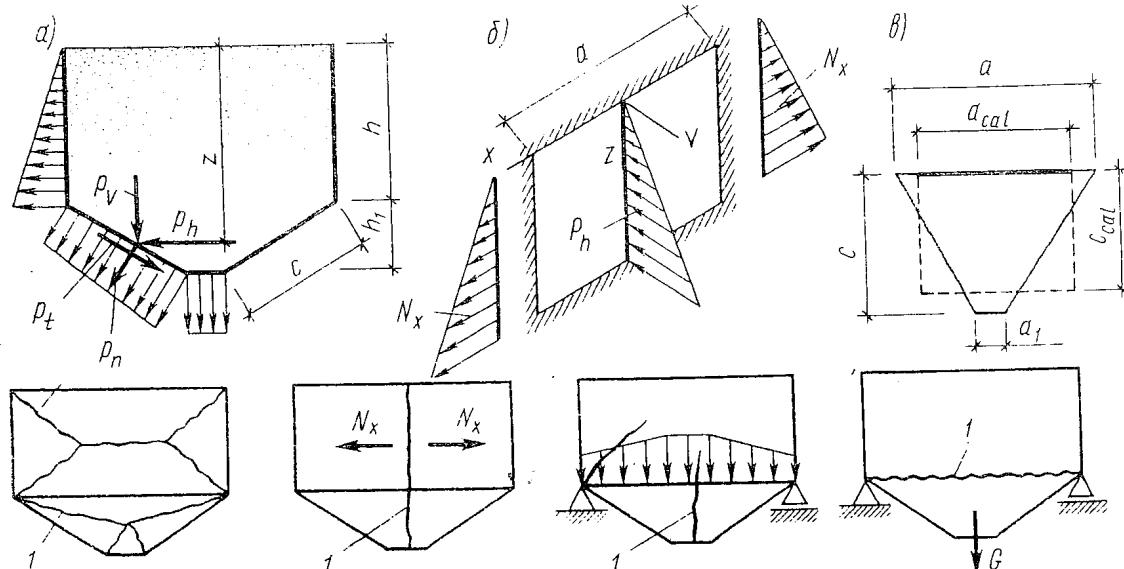


Рис. . К расчету бункеров: 1 – линии разрушения элементов бункера

Нормальные и касательные компоненты давления на наклонные стенки:

$$p_n = p_v \cos^2 \alpha + p_h \sin^2 \alpha; \quad p_t = (p_v - p_h) \sin \alpha \cos \alpha.$$

Наклонные стенки воронки испытывают растяжение в обоих направлениях. При соотношении сторон $a/a_1 < 4$ стенку рассчитывают как прямоугольную в плане плиту с размерами: $a_{cal} = 2a(a + 2a_1) / [3(a + a_1)]$.

$$c_{cal} = c - a(a - a_1) / [6(a + a_1)].$$

При соотношении сторон $a/a_1 \geq 4$ стенку рассчитывают как треугольную в плане плиту с размерами: $a_{cal} = a$; $c_{cal} = c a (a - a_1)$.

Растягивающие силы в плоскости стенки воронки

$$N_x = 0.5 p_n b \sin \alpha_x / \sin^2 \alpha_y,$$

$$N_y = 0.5 p_n b \sin \alpha_y / \sin^2 \alpha_x,$$

где p_n – нормальное давление сыпучего материала на стенку воронки; a и b – ширина стенки на рассматриваемой глубине; α_x и α_y – углы наклона стенки к горизонту в направлении осей x или y .

Прочность бункера проверяют на разрыв стенок горизонтальными силами, на разрушение стенок по нормальному или наклонному сечению при общем изгибе бункера, а также на отрыв воронки, (см. рис. .).

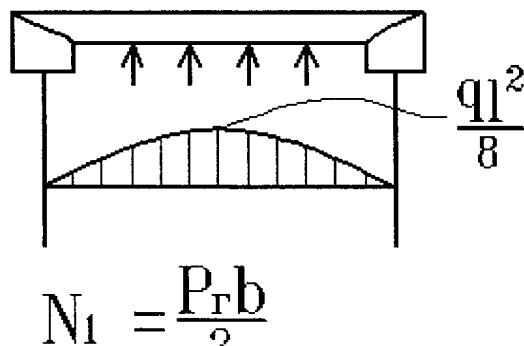
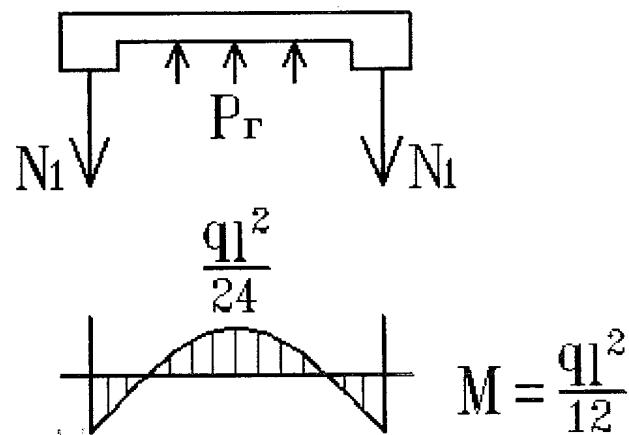
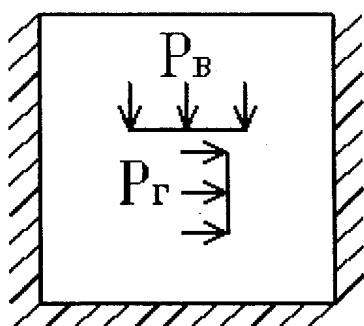
Площадь сечения арматуры бункера определяют по расчету на прочность как внецентренно растянутых вертикальных и наклонных элементов. Если сыпучий материал не проявляет агрессии к арматуре, то изгибающие моменты вычисляют по методу предельного равновесия с учетом пластических шарниров по линиям излома, (см. рис. .).

Площадь сечения скатной арматуры воронки, которой она присоединяется к вертикальным стенам бункера, рассчитывают на 1 м кромки воронки

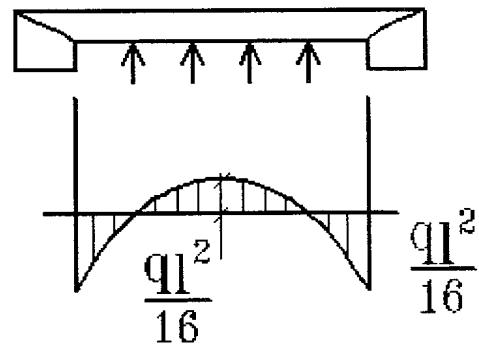
$$A_s \geq N / R_s,$$

где $N = [0.5 (V + G)] / [(a + b) \sin \alpha]$ - растягивающее усилие, V – вес сыпучего материала, G – вес воронки.

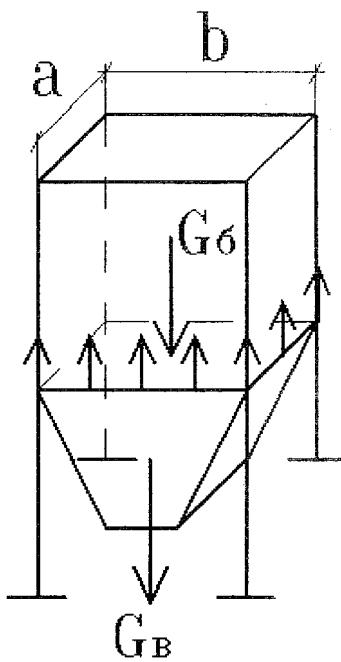
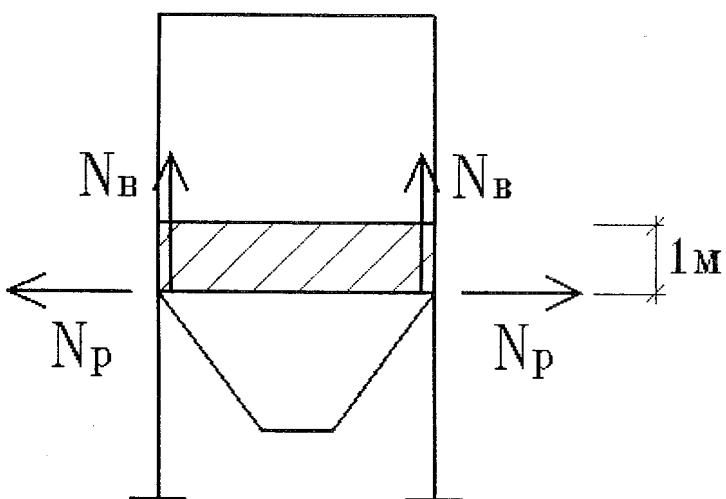
Изгибающие моменты



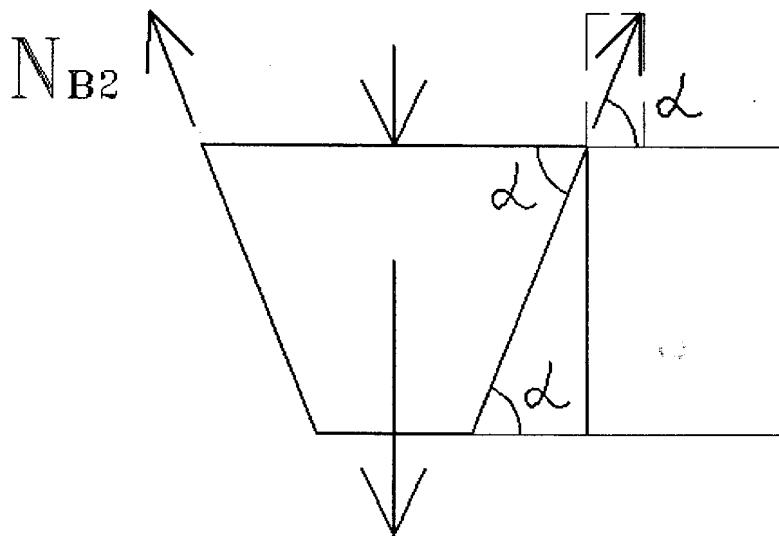
$$N_1 = \frac{P_g b}{2}$$



Вертикальные усилия



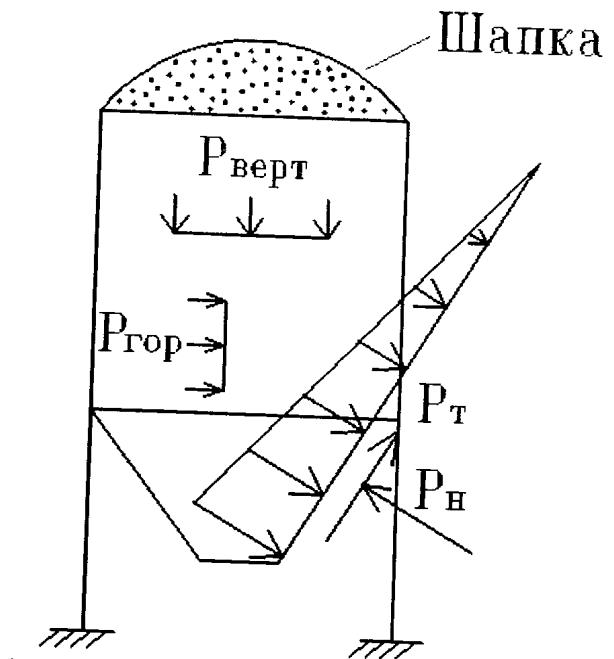
$$N_{B1} = \frac{G_b + G_b}{2(a+b)} - \text{усилие для стенки}$$



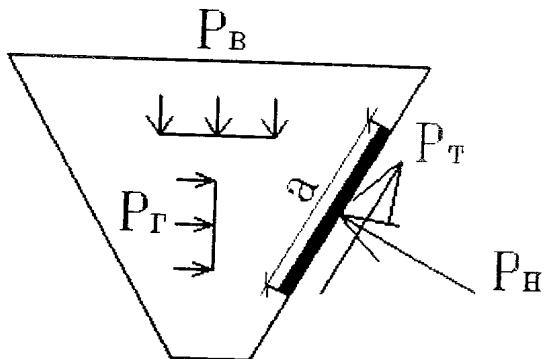
усилия по скату
 $N_{B2} = N_{B1}/\sin\alpha$

Расчет бункеров

Нагрузки



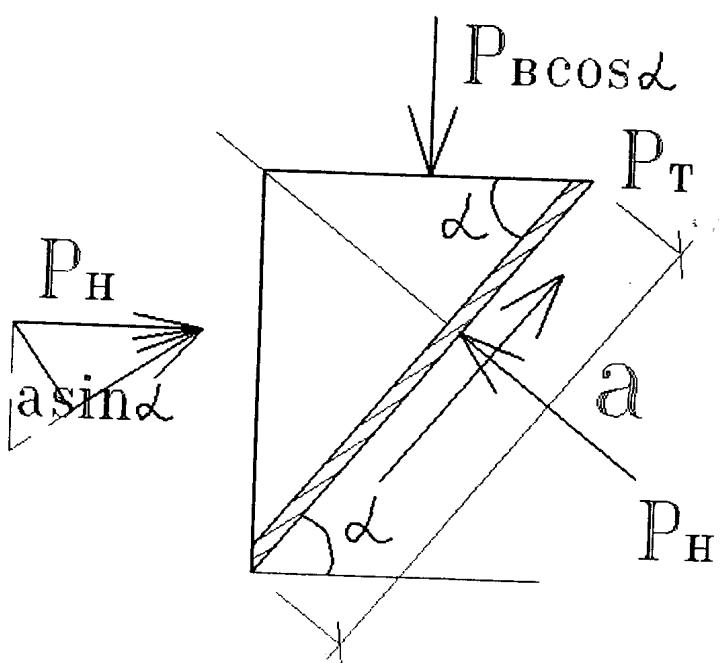
Воронка



$$P_B = \gamma_0 h \cdot \gamma_f$$

$$P_T = P_B \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

ϕ – угол естественного откоса сыпучего

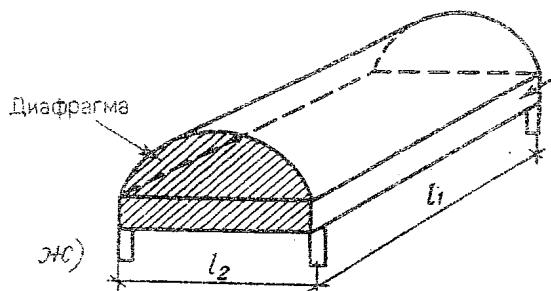


Лекция 11. Общие сведения о тонкостенных пространственных конструкциях

11.1. Классификация оболочек

Тонкостенные оболочки представляют собой несущие конструкции, состоящие из тонких гладких или ребристых железобетонных плит, изогнутых в одном или двух направлениях, работающих в двух направлениях преимущественно на сжатие и опирающихся на контурные конструкции. Типы оболочек:

а) длинные и короткие оболочки и с

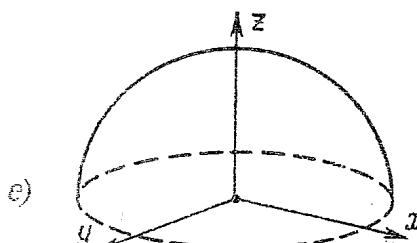


Цилиндрические оболочки:

$l_1 > l_2$ — длинная оболочка,

$l_1 < l_2$ — короткая оболочка

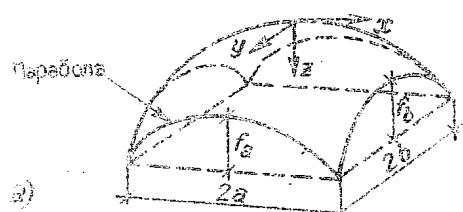
б) оболочки вращения



Сферическая поверхность (купол):

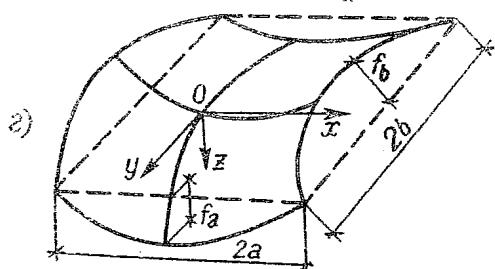
$$x^2 + y^2 + z^2 - R^2 = 0$$

в) оболочки переноса



Эллиптический параболоид:

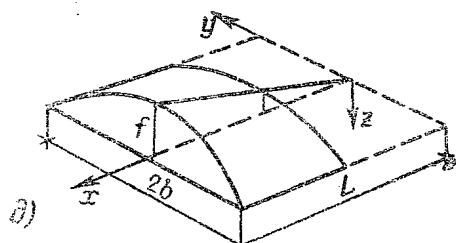
$$z = \frac{fa}{a^2} x^2 + \frac{fb}{b^2} y^2$$



Гиперболический параболоид:

$$z = \frac{fa}{a^2} x^2 - \frac{fb}{b^2} y^2$$

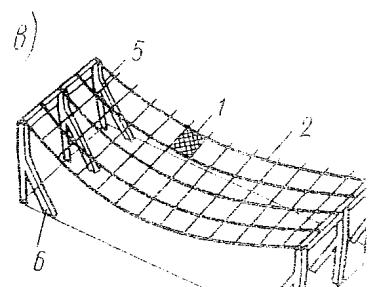
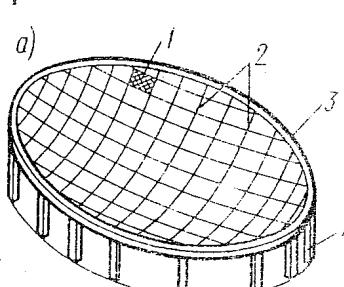
г) коноидальные оболочки



Коноид с параболической направляющей:

$$z = \frac{f}{Lb^2} xy^2$$

д) висячие покрытия



11.2. Расчет длинной цилиндрической оболочки

Длинные цилиндрические оболочки состоят из криволинейной плиты, бортовых элементов и торцевых диафрагм. Высота оболочки – $1/10 \dots 1/15 l_1$, стрела подъема плиты – $1/6 \dots 1/8 l_2$

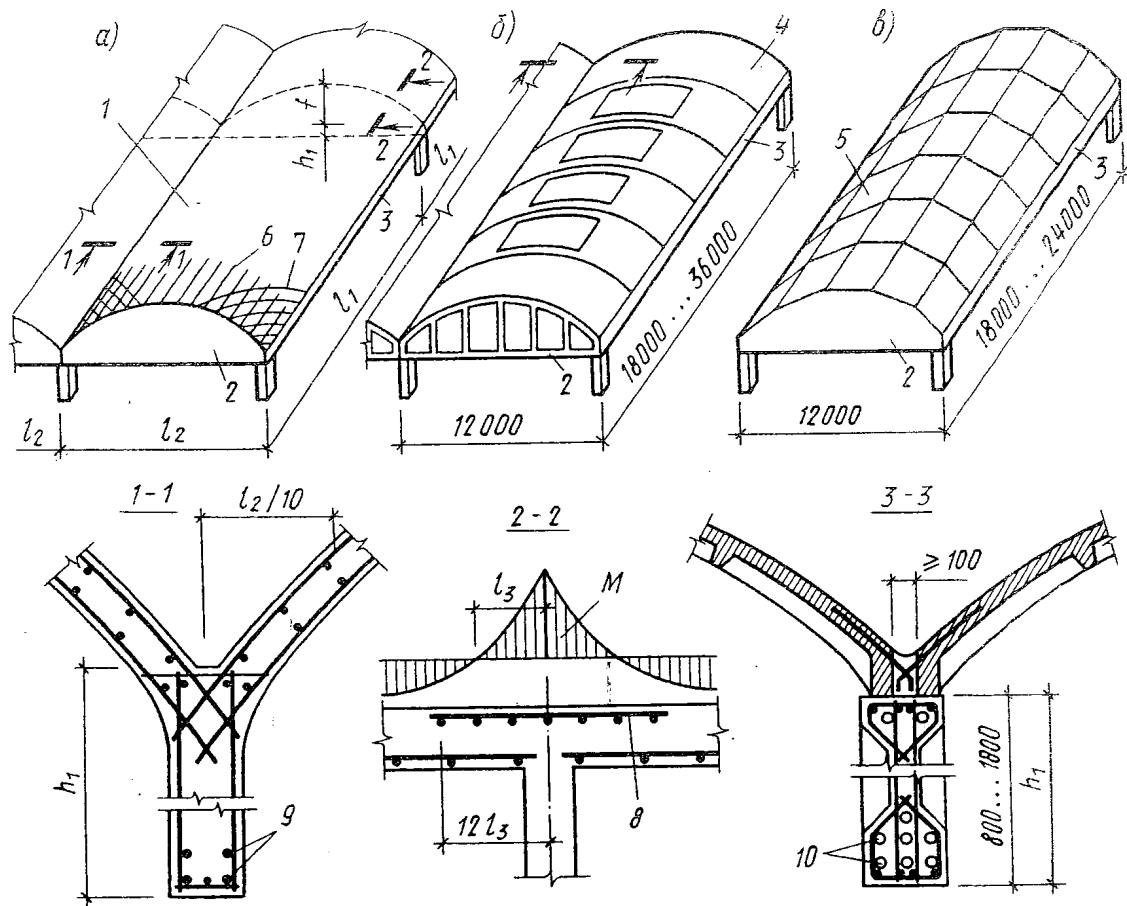
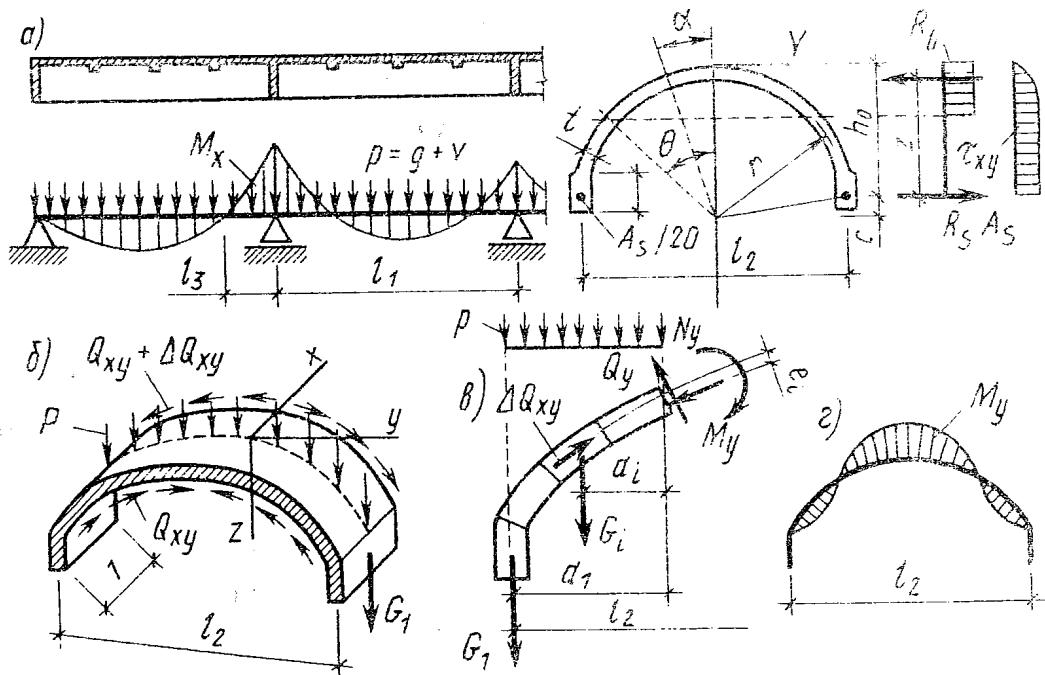


Рис. . Конструкция оболочки; l_1 – пролет оболочки; l_2 – длина волны

Расчет в продольном направлении, рис.



Расчет прочности оболочек в направлении пролета производят как балки криволинейного поперечного сечения. Условие прочности получают из условия равенства внешних и внутренних сил относительно центра тяжести окружности.

$M_x \leq 2 R_b t r^2 \sin \theta - R_s A_s c$, где M_x - изгибающий момент внешних сил; θ - половина центрального угла дуги сжатой зоны бетона; t - толщина плиты.

Положение нейтральной оси определяют из условия $2 R_b t r \theta = R_s A_s$

Площадь сечения растянутой арматуры $A_s = 2 R_b t r \theta / R_s$

Максимальное сдвигающее усилие в придиафрагменной зоне оболочки

$$Q_{xy} = \tau_{xy} t = Q_{xy} S / I$$

Расчет в поперечном направлении

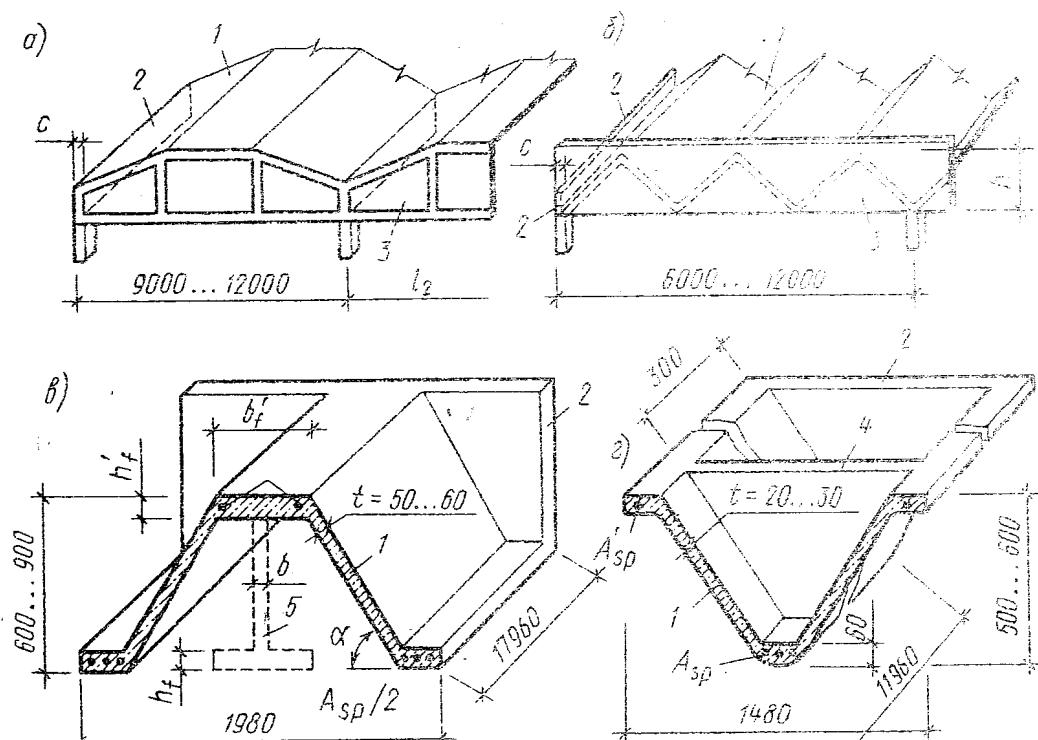
Расчет прочности оболочки в поперечном направлении на действие изгибающих моментов и сдвигающих усилий находят из условия равновесия элементарной полосы, вырезанной по длине оболочки. Полоса находится в равновесии под действием внешней вертикальной нагрузки, веса оболочки, а также сдвигающих усилий Q_{xy} и $Q_{xy} + \Delta Q_{xy}$

Приращение сдвигающих усилий $\Delta Q_{xy} = (p Q_{max} + G_1 / r) / (h_1 / r + 1 - \cos Q_{max})$

Изгибающий момент, действующий в поперечном направлении плиты

$$M_y = \sum \Delta Q_{xy} - \sum G_i a_i + p a_i^2 / 2$$

11.3. Длинные складки отличаются от цилиндрических оболочек тем, что в них криволинейная направляющая срединной поверхности оболочки заменена ломаной линией, рис. .



В продольном направлении складки рассчитывают аналогично длинным оболочкам, в поперечном направлении складки рассчитывают как многопролетные ломаные балочные плиты.

11.4. Короткие оболочки, отношение $l_1 / l_2 < 1$, рис. .

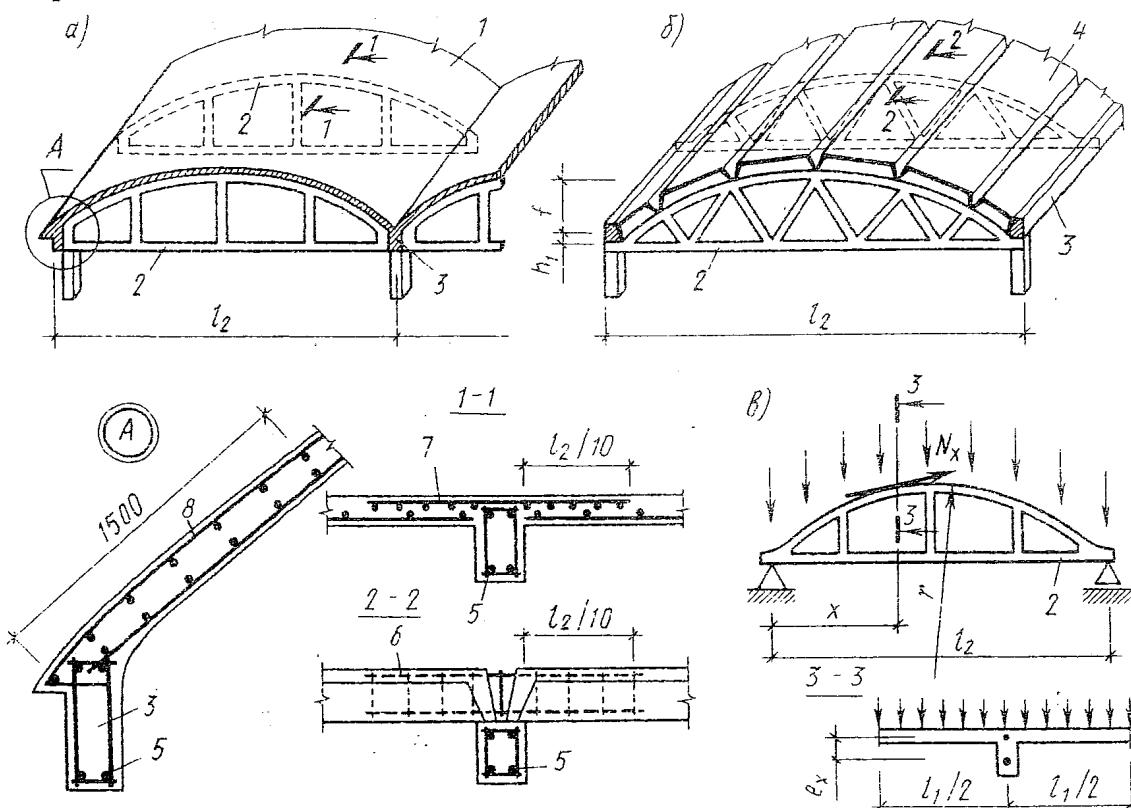


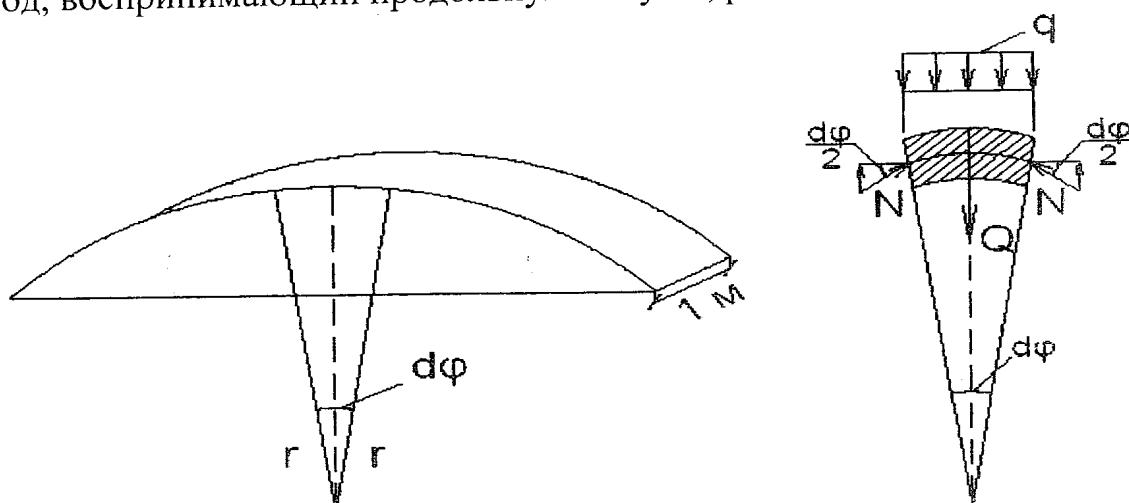
Рис. Конструктивное решение и схемы расчета коротких оболочек

При соотношении $l_1 / l_2 \leq 0.5$ короткие оболочки рассчитывают упрощенным методом, позволяющим раздельно вычислять усилия в бортовых элементах и в диафрагмах.

Бортовой элемент. Короткую оболочку рассчитывают как однопролетную балку криволинейного сечения пролетом l_1 и шириной l_2 , опирающуюся на диафрагму. Так как момент в середине пролета $M = p l_2 * l_1^2$ и плечо внутренней пары $z = 0.55 h = 0.55(f + h_1)$, то растягивающее усилие в арматуре $N_s = R_s A_s = M/z = p l_2 * l_1^2 / 4/4 (f + h_1)$, где p – расчетная нагрузка на $1 m^2$ горизонтальной проекции оболочки.

Площадь сечения продольной арматуры в бортовых элементах одноволновой оболочки составляет $A_s = p l_2 * l_1^2 / 4.4 (f + h_1) * R_s$.

Расчет плиты. Тонкостенная плита короткой оболочки представляет собой свод, воспринимающий продольную силу N , рис. .



Усилие в плите определяют из уравнения $Q = 2 N \sin d\phi / 2$,
где $Q = q r d\phi$ - нагрузка на полосу шириной 1 м с длиной дуги $S = r d\phi$.
В монолитных оболочках плиту рассчитывают на осевое усилие N .

В сечении $x = l_2 / 2$ по длине диафрагмы максимальное усилие в плите оболочки: $N_{max} = Q / \sin d\phi = q r d\phi / \sin d\phi \cong q r$, усилия в других сечениях плиты:
 $N_x = 4 p l_1 r x (l_2 - x) / l_2^2$.

Определение усилия в затяжке методом сил

Каноническое уравнение метода сил $\delta_{11} H + \delta_{1p} = 0$, где H – величина усилия в затяжке, $\delta_{11} = \int_0 (M_1^2 / EI) dx$, $\delta_{1p} = \int_0 (M_1 M_p / EI) dx$, EI – жесткость ребра,

Расчет диафрагмы

Диафрагму монолитной короткой оболочки рассчитывают с учетом ее взаимодействия с плитой. Максимальный изгибающий момент в диафрагме от равномерно распределенной нагрузки можно уменьшить за счет передачи части усилия на плиту $M_p = M_o - N_x e_o$, $M_o = q l_2^2 / 8$, e_o – расстояние от центра тяжести ребра до срединной плоскости плиты, рис. .

Панель-оболочка КЖС – крупноразмерная железобетонная сводчатая

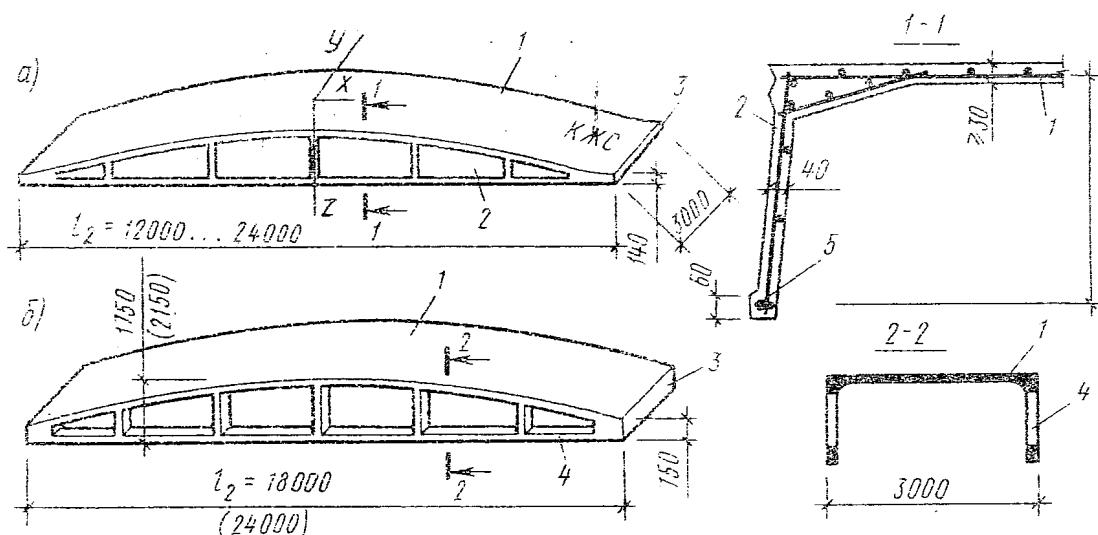


Рис. . Конструкция короткой оболочки – панели КЖС

Расчет конструктивных элементов

- Продольная арматура в растянутой зоне $A_{sp} = M / R_s z \gamma_{s6}$
- Толщина плиты свода $\delta_l = M / R_b b_f z_i \gamma_{b2}$
- Толщина ребра (диафрагмы) плиты из условия $(Q_d / 2 \delta_2 h_o) \leq 0/5 R_{bt}$,
где $Q_d = Q_o - M \operatorname{tg} \varphi / z$ – часть поперечной силы, воспринимаемой диафрагмами, φ - угол наклона оси оболочки, z – стрела подъема оболочки.
- Площадь рабочей поверхности анкера
 $A_{anc} = M_1 / 2 z_1 R_b$, где M_1 – изгибающий момент на всю ширину панели на расстоянии 1.5 м от рабочей поверхности анкера, z_1 – расстояние по вертикали от рабочей арматуры диафрагмы до оси оболочки в этом сечении.
- Расчет арматуры контурного элемента на монтажные усилия.

Лекция 12. Оболочки вращения на круглом плане

12.1. Купола. Купол состоит из осесимметричной оболочки вращения вокруг вертикальной оси, опирающейся на растянутое опорное кольцо. Образующая купола называется меридианом. Стрелу подъема купола принимают более $1/10$ диаметра опорного кольца. Оболочка купола под действием равномерно распределенной вертикальной нагрузки работает преимущественно на сжатие. Усилия в плите купола определяют по безмоментной теории с наложением вычисленных отдельно усилий краевого эффекта.

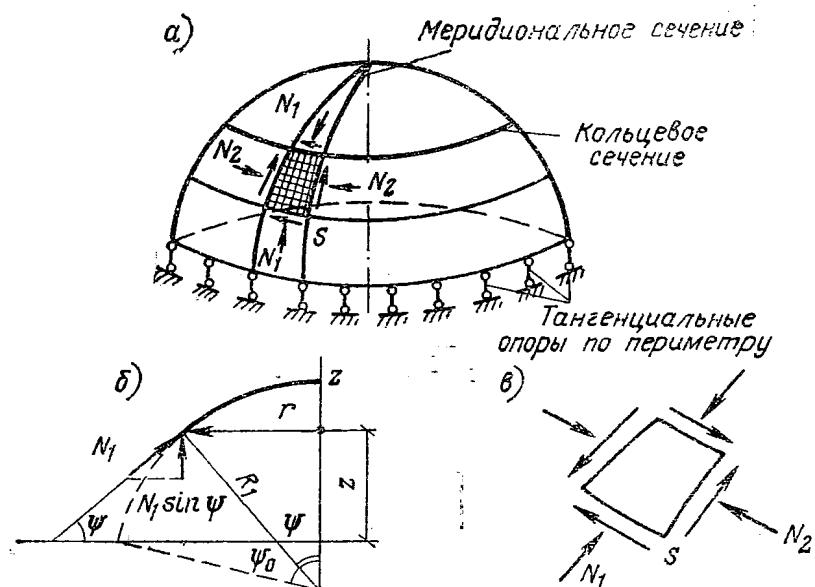


Рис. . Схема действия усилий в плите купола: N_1 – меридиональное усилие, N_2 – кольцевое усилие, N_0 – усилие в опорном кольце
 $N_1 = Q / 2\pi r \sin \phi$, где $Q = \pi r^2 / 4$. $N_1 / R + N_2 / R = Z$, где Z в kH/m^2

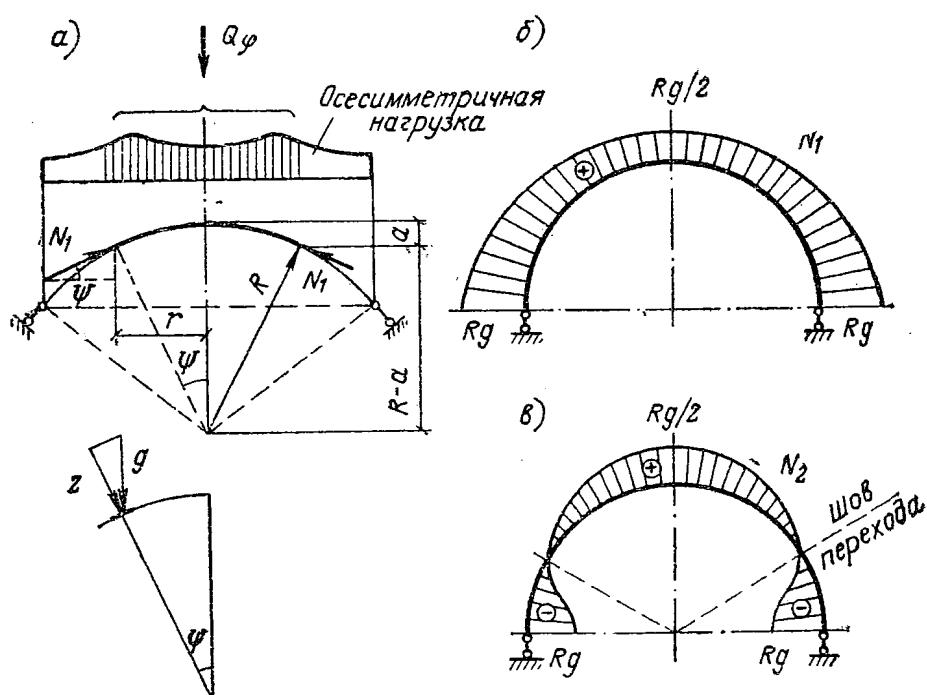


Рис. . Усилия в плите статически определимого шарового купола

12.2. Расчет купола по методу предельного равновесия

Расчет куполов по методу предельного равновесия применяется в случае, когда не требуется обеспечения трещиностойкости конструкций. Купол расчленяется системой сквозных меридиональных трещин, соединенных по концам кольцевым пластическим шарниром, рис.

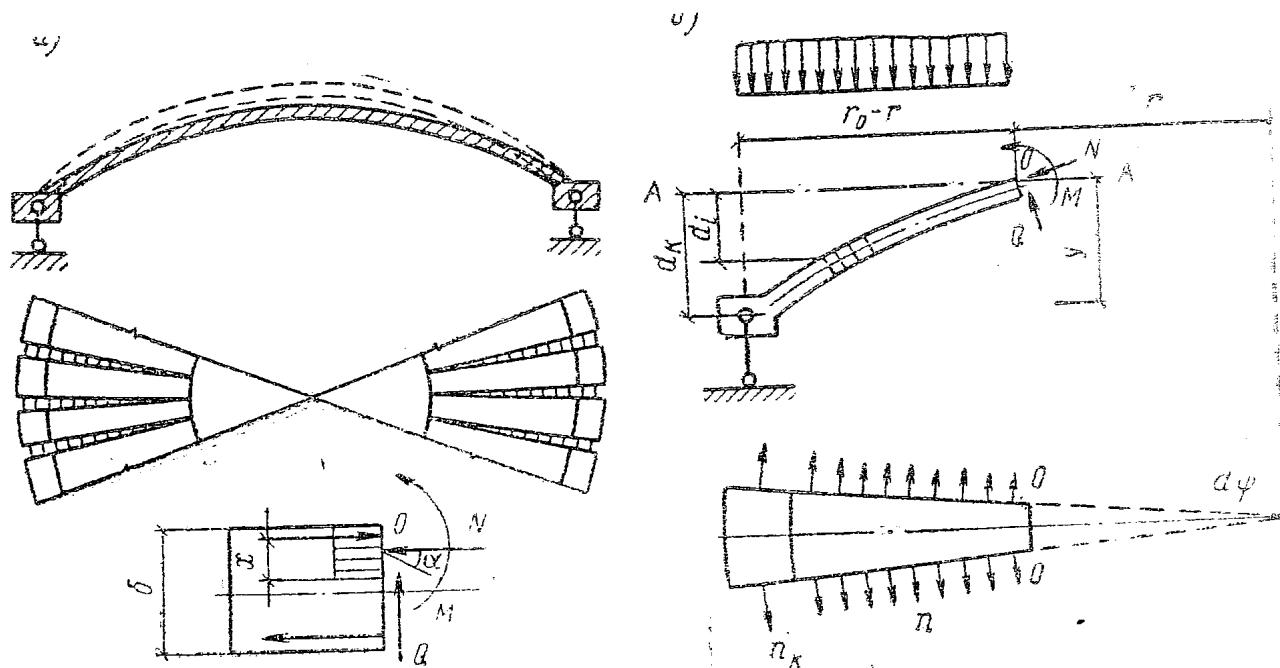


Рис. ...Схема расчета купола по методу предельного состояния

Из уравнения моментов относительно оси О-О всех сил, действующих на элемент, ограниченный двумя меридиональными трещинами и кольцевым пластическим шарниром составляют уравнение:

$M = mr + \sum n_i d_i$, где M – момент от внешней нагрузки, включая опорные реакции; m – момент относительно оси О-О предельных усилий в меридиональной арматуре на 1 м кольцевого шарнира; r – радиус кольцевого пластического шарнира; n_i – предельные усилия в кольцевых стержнях; d_i – расстояние по вертикали от рассматриваемого стержня до горизонтальной плоскости кольцевого пластического шарнира.

Опорная реакция от равномерно распределенной нагрузки, действующей по площади вырезанного сектора

$$Q = (q r_o * r_o d\phi) / 2 = q r_o^2 d\phi / 2$$

Сумма моментов действующих сил относительно оси О-О

$$(q r_o^2 d\phi / 2) * (r_o - r) - (q r_o d\phi / 2) * (r_o - r) * 2/3 (r_o - r) - (q r d\phi / 2) * (r_o - r) * 1/3 (r_o - r) = 2 A_s^{\text{кольца}} R_s d\phi / 2 * z + 2 A_s^{\text{купola}} R_s d\phi / 2 * z_i + \sum n_i d_i$$

После преобразования

$$q (r_o^3 - r^3) = A_s^{\text{кольца}} R_s * z + \sum A_s^{\text{купola}} R_s * z_i + \sum n_i d_i$$

Последовательность расчета – задают r_o и делают несколько расчетов.

Принимают арматуру по большей площади, полученной в результате проведенных расчетов.