

Министерство образования и науки Российской Федерации
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
Кафедра железобетонных и каменных конструкций

ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

*Методические указания к выполнению курсового проекта
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»
для студентов-специалистов очной формы обучения
направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений*

С о с т а в и т е л и :

С.В. Горбатов, О.В. Кабанцев, А.И. Плотников, А.Ю. Родина, Н.И. Сенин; Е.А. Филимонова,
Е.В. Домарова

П 79 **Проектирование** несущих конструкций многоэтажного каркасного здания [Электронный ресурс] : методические указания к выполнению практических работ по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специалитета очной формы обучения направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений/ М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т, каф. железобетонных и каменных конструкций ; сост.: С.В. Горбатов, О.В. Кабанцев, А.И. Плотников, А.Ю. Родина, Н.И. Сенин; Е.А. Филимонова, Е.В. Домарова. — Электрон. дан. и прогр. (9.1 Мб). — Москва : НИУ МГСУ, 2015. — Учебное сетевое электронное издание — Режим доступа: http://lib.mgsu.ru/Scripts/irbis64r_91/cgiirbis_64.exe?C21COM=F&I21DBN=IBIS&P21DBN=IBIS — Загл. с титул. экрана.

АННОТАЦИЯ

Методические указания «Проектирование несущих конструкций многоэтажного каркасного здания» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» разработаны для студентов специальности 08.05.01.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» специализации «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений» квалификации – специалист.

Методические указания содержат примеры проектирования сборного балочного междуэтажного перекрытия, включающее компоновку конструктивной схемы перекрытия, расчет многопустотной предварительно-напряженной плиты и ригеля; колонны и отдельно стоящего фундамента; монолитного безбалочного перекрытия.

Приведены схемы армирования всех несущих конструкций. В приложениях даны необходимые справочные материалы для расчета и конструирования.

Отв. за выпуск — кафедра железобетонных и каменных конструкций

Подписано к использованию 27.10.2015 г. Уч.-изд. л. 4,23. Объем данных 9.1 Мб

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный
строительный университет» (НИУ МГСУ).
129337, Москва, Ярославское ш., 26.
Издательство МИСИ – МГСУ.
Тел. (495) 287-49-14, вн. 13-71, (499) 188-29-75, (499) 183-97-95.

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания составлены на основании программы дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 08.05.01.01 специализация «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений» квалификации - специалист для выполнения всех разделов курсового проекта на тему «Проектирование несущих конструкций многоэтажного гражданского здания», а также для дипломного проектирования, подготовки магистров и экстерната.

При проектировании необходимо пользоваться действующими сводами правил по расчету и конструированию бетонных и железобетонных конструкций (СП 63.13330.2012).

При проектировании реального сооружения производят повторные расчеты и конструирование с учетом требований, содержащихся в «Правилах по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций» СТО 36554501-006-2006.

Степень огнестойкости здания определяется по:

- СНиП 31-01-2003 для жилых многоквартирных зданий;
- СНиП 2.08.02-89* для общественных зданий и сооружений; предприятий бытового обслуживания; магазинов; зданий и аудиторий, актовых и конференц-залов, залов собраний и зальных помещений, спортивных сооружений; зданий детских дошкольных учреждений общего типа; школ и школ-интернатов; зданий и сооружений зрительных залов культурно-зрелищных учреждений;
- СНиП 2.09.04-87* для административных и бытовых зданий, отдельно стоящих зданий пристроек и вставок: залов столовых, собраний и совещаний;
- МГСН 4.19-2005 для многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве;
- СНиП 31-03-2001 для производственных зданий;
- МГСН 5.01-941.15 для стоянок легковых автомобилей.

Предел огнестойкости строительных конструкций устанавливается по времени в минутах наступления одного или последовательно нескольких, нормируемых для данной конструкции, признаков предельных состояний (табл.1):

- потери несущей способности R ;
- потери теплоизолирующей способности I ;
- потери целостности E .

Здания и сооружения с несущими конструкциями из железобетона подразделяют по степени огнестойкости:

- особая — многофункциональные, высотные здания и здания-комплексы;
- I степень — ограждающие конструкции выполнены из железобетона и применяются листовые и плитные негорючие материалы;
- II степень — покрытия выполнены из стальных конструкций;
- III степень — применены перекрытия деревянные, защищенные штукатуркой или негорючим листовым, плитным материалом, а также для зданий каркасного типа с элементами каркаса из стальных конструкций и с ограждающими

конструкциями из профилированных листов или других негорючих материалов со слабогорючим утеплителем.

Таблица 1

Огнестойкость железобетонных конструкций

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости железобетонных строительных конструкций, мин, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и надподвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				настилы, плиты (в том числе с утеплителем)	фермы, балки, прогоны	внутренние стены	марши и площадки лестниц
Особая	R180* E60***	E60	R180* EI120**	REI 120**	R180*	R180* EI180	R60
I	R120	E30	REI60	RE30	R30	REI120	R60
II	R90	E15	REI45	RE15	R15	REI90	R60
III	R45	E15	REI45	RE15	R15	REI60	R45

* Для зданий высотой более 100 м предел огнестойкости, как правило, устанавливается R240.

** Для зданий высотой менее 100 м предел огнестойкости устанавливается REI180, EI180.

*** Предел огнестойкости E60 устанавливается только для наружных стен.

Цель указаний — содействие в проектировании несущих элементов здания.

В курсовом проекте требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции 16-22-этажного здания каркасной конструктивной схемы со связевым каркасом и навесными стеновыми панелями.

Пространственная жесткость (геометрическая неизменяемость) здания в продольном и поперечном направлениях обеспечивается диафрагмами жесткости (связевая система).

Методические указания включают рассмотрение следующих вопросов:

- проектирование сборного балочного междуэтажного перекрытия, включающее компоновку конструктивной схемы перекрытия, расчет многослойной предварительно-напряженной плиты и ригеля;

- проектирование колонны и отдельно стоящего фундамента.

- проектирование монолитного безбалочного перекрытия.

В приложениях даны справочные материалы и рабочие чертежи проектируемых элементов.

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

В состав сборного балочного междуэтажного перекрытия входят плиты и ригели, опирающиеся на колонны (рис.1).

При компоновке сборного балочного перекрытия необходимо:

- назначить размеры сетки колонн;
- выбрать направление ригелей, форму и размеры их поперечного сечения;
- выбрать тип и размеры плит.

Сетка колонн назначается в зависимости от размеров плит и ригелей. Расстояние между колоннами должно быть кратно 100 мм и принимается в пределах (4,8 ...7,2) м.

Направление ригелей может быть продольным или поперечным. Это обусловливается технико-экономическими показателями. Выбор типа поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит. Высота сечения ригеля

$$h_b = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{8} \right) l_b, \text{ где } l_b \text{ — пролет ригеля, ширина его сечения } b_b = 20 \text{ см или } 30 \text{ см.}$$

Тип плит перекрытия выбирается по архитектурно-планировочным требованиям и с учётом величины действующей временной (полезной) нагрузки. При временной нагрузке $V \leq 7,0 \text{ кН/м}^2$ используются многопустотные плиты, высота сечения которых равна (20 ...24) см.

Плиты выполняются преимущественно предварительно напряженными, что позволяет получить экономию за счёт сокращения расхода стали.

Количество типоразмеров плит должно быть минимальным: рядовые шириною (1,2 ...2,4) м, связевые плиты-распорки — (0,8 ...1,8) м, фасадные плиты-распорки — (0,6 ...0,90) м.

В качестве примера в методических указаниях принято следующее:

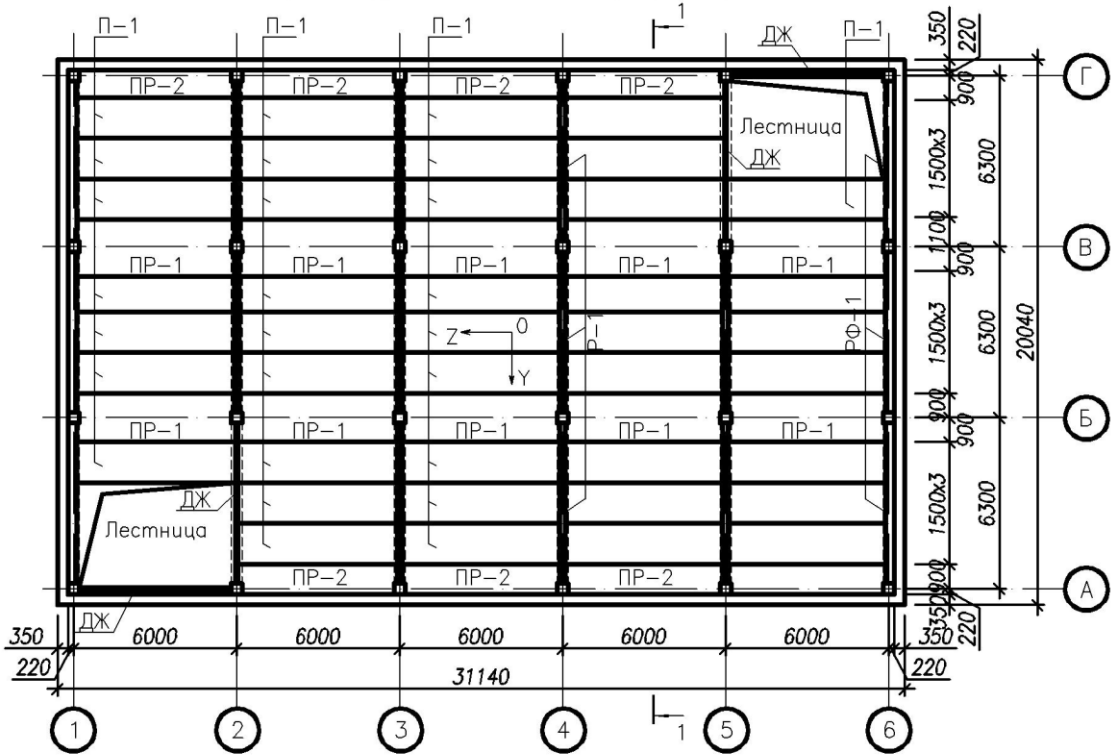
- связевая конструктивная схема здания с поперечным расположением ригелей и сеткой колонн размерами в плане 6,0x6,3 м (см. рис.1);
- длина здания $L=31,14$ м, ширина $B=20,04$ м(см. рис.1), в осях 30,0 м x18,9 м;
- место строительства – Москва, тип местности – Б;
- число этажей – 17, включая подвал;
- высота типового этажа и подвала 2,8 м;

• ригель таврового сечения шириной $b_b = 20$ см и высотой $h_b = \frac{1}{14} \cdot 630 = 45$ см (рис.2) без предварительного напряжения арматуры (отметим, что предварительно назначенные размеры могут быть уточнены при последующем расчете и конструировании ригеля);

• плиты многопустотные предварительно напряженные высотой 22 см (см.рис.2) (ширина рядовых плит 1,5 м и плит-распорок 1,8 м);

- колонны сборные, сечением 40x40 см;
- стенки диафрагм – сборные, бетон класса В25;
- величина временной нагрузки при расчете плиты перекрытия принимается в двух вариантах: 1 вариант – $V = 1,5 \text{ кН/м}^2$;
2 вариант – $V = 4,5 \text{ кН/м}^2$.

Конструктивная схема перекрытия



Разрез 1-1

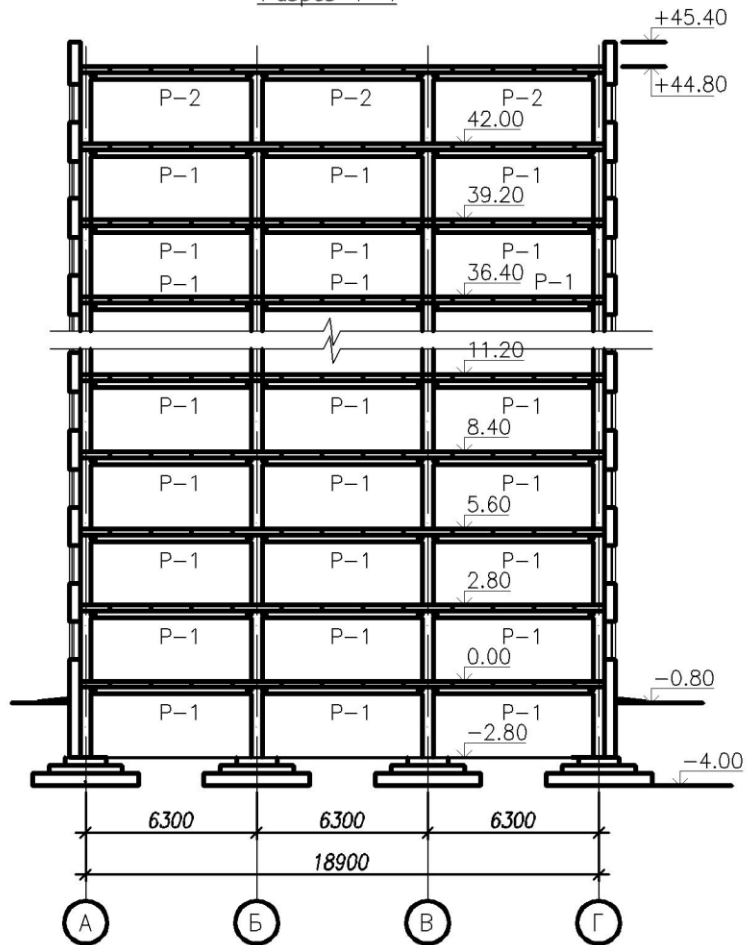


Рис.1. Конструктивная схема здания

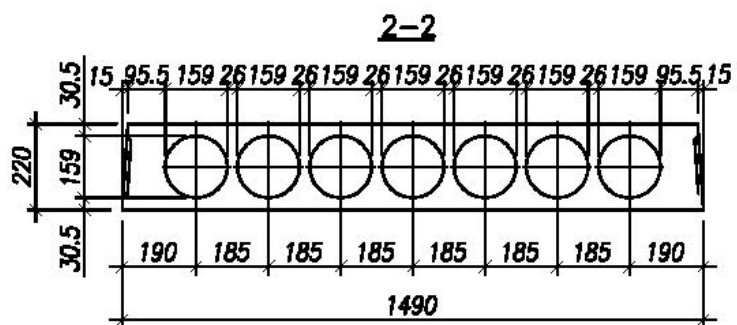
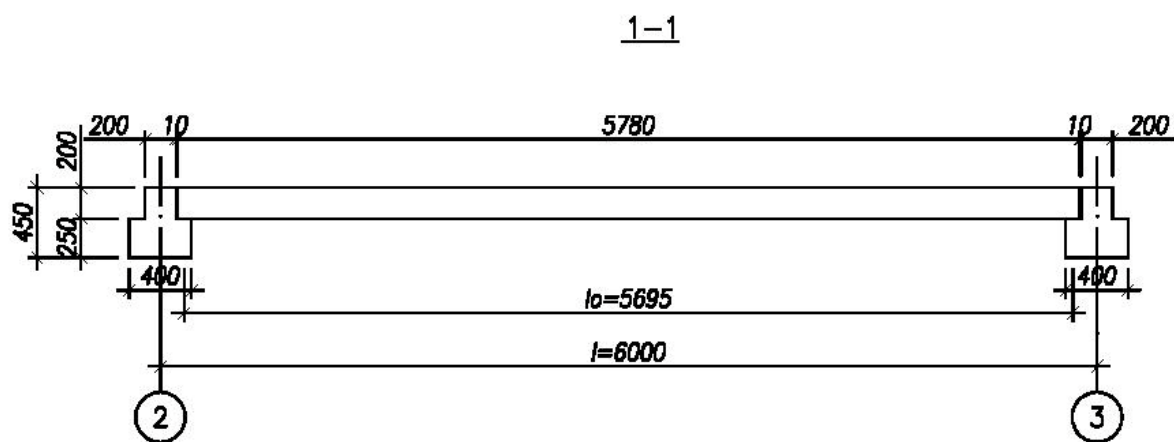
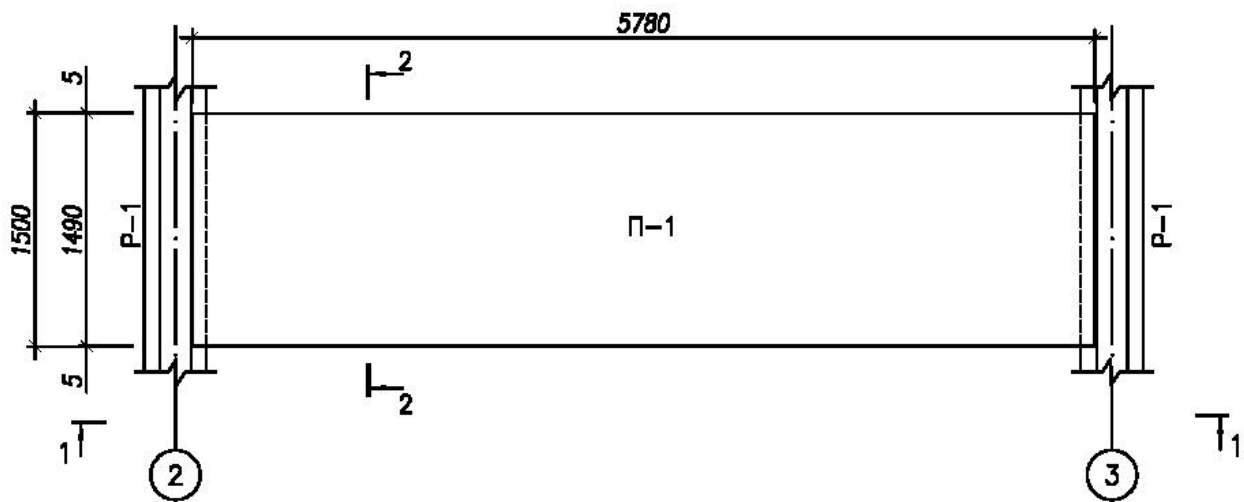


Рис. 2. К расчету плиты перекрытия

2. СБОР ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ И ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ

2.1. Сбор горизонтальной ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка нормирована СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [1].

Нормативное значение ветровой нагрузки следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих:

$$w = w_m + w_p.$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления (см. 11.1.4 [1] или прил. 19),

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e (эквивалентной высоты), определяется по табл. 11.2 [1] или прил. 20,

c – аэродинамический коэффициент (приложение Д [1]) для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий (рис. 3а):

$c=0,8$ с наветренной стороны;

$c=-0,5$ с подветренной стороны.

Эквивалентная высота определяется в зависимости от соотношения высоты несущей системы и размера здания в направлении, перпендикулярном направлению ветра (п. 11.1.5 [1]). Будем определять ветровую нагрузку, действующую на фасад длиной $d=31,14$ м (рис. 3б).

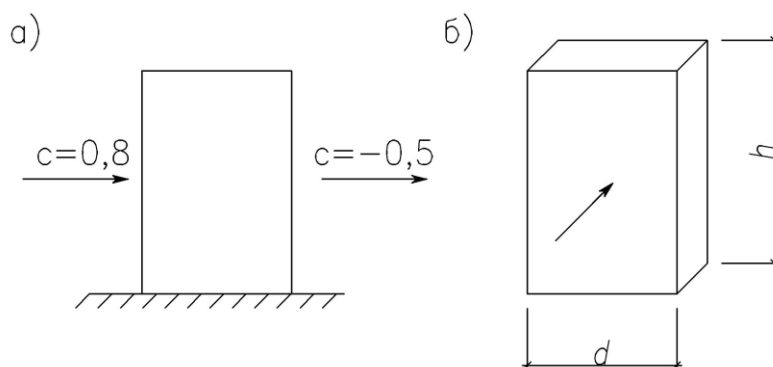


Рис. 3. Схемы к определению средней составляющей ветровой нагрузки w_m : а) аэродинамические коэффициенты для наветренной и подветренной сторон здания; б) направление действия ветровой нагрузки на фасад здания.

Высота несущей системы $h=H=n \cdot h_{\text{эт}}+h_1+h_2=16 \cdot 2,8+0,8+0,6=46,2$ м,

где n – количество типовых этажей,

$h_{\text{эт}}=2,8$ м – высота типового этажа,

$h_1=0,8$ м – расстояние от планировочной отметки до уровня пола первого этажа,

$h_2=0,6$ м – высота парапета.

Эквивалентная высота для зданий:

а) при $h \leq d \rightarrow z_e = h$,

б) при $d < h \leq 2d$

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$,

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$,

в) при $h > 2d$

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$,

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$,

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$,

здесь z – высота от поверхности земли (планировочной отметки).

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e следует определять следующим образом:

а) для сооружений и их конструктивных элементов, у которых первая частота собственных колебаний f_1 больше предельного значения собственной частоты f_l (табл. 11.5 [1]) и для многоэтажных зданий высотой менее 40 м (п. 11.1.8 [1]) по формуле:

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v,$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по табл. 11.4 [1] или прил.21,

v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (п. 11.1.11 [1], прил.23),

б) для всех сооружений, у которых $f_1 < f_l < f_2$, где f_2 – вторая частота собственных колебаний, по формуле:

$$w_p = w_m \cdot \xi \cdot \zeta(z_e) \cdot v,$$

где ξ – коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 11.1 [1] или прил.22 в зависимости от параметра $\delta=0,3$ для железобетонных сооружений и параметра ε_1 , который определяется для первой собственной частоты f_1

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{w_0 \cdot k(z_{\text{ЭК}}) \cdot \gamma_f}}{940 f_1},$$

где w_0 – нормативное значение давления ветра в Па для данного ветрового района,

$k(z_{\text{ЭК}})$ – коэффициент возрастания скоростного напора для высоты $z_{\text{ЭК}} = 0,7h$ – для зданий и сооружений, где h – высота сооружения (п. 11.1.8 [1]),

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ (п. 11.1.2 [1]),

f_1 – первая частота собственных колебаний, равная

$$f_1 = \frac{1}{T_1},$$

T_1 – период собственных колебаний первого тона, по приближенной формуле П.Ф. Дроздова [6]

$$T_1 \approx 0,021H,$$

H – высота несущей системы в метрах.

Для заданного примера:

$$T_1 = 0,021H = 0,021 \cdot 46,2 = 0,9702 \text{ с,}$$

$$f_1 = \frac{1}{0,9702} = 1,031 \frac{1}{\text{с}},$$

$f_1 > f_l$, $f_l = 0,95$ (табл. 11.5 [1]), следовательно, для заданного примера $w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v$.

Определяем нормативное значение ветровой нагрузки для заданного примера ($h \leq 2d$; $46,2 \text{ м} < 2 \cdot 31,14 \text{ м} = 62,28 \text{ м}$).

1. Средняя составляющая $w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$,

$$w_0 = 0,23 \text{ кПа (табл. 11.1 [1] или прил.19 для I ветрового района), } c = 1,3$$

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$,

для $z \geq 46,2 - 31,14$, $z \geq 15,06$, $z_e = 46,2 \text{ м}$,

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$,

для $z < 15,06 \text{ м}$ $z_e = 31,14 \text{ м}$.

Определяем коэффициент $k(z_e)$ по интерполяции для высоты $h_1 = 31,14 \text{ м}$ и $h = 46,2 \text{ м}$ в соответствии с табл. 11.2[1] или прил. 20: $k_1 = 0,989$, $k = 1,162$ (рис.4).

Нормативное значение средней составляющей по высоте:

$$h_1 = 31,14 \text{ м } w_{m1} = 0,23 \cdot 0,989 \cdot 1,3 = 0,2957 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} (\text{кПа}),$$

$$h = 46,2 \text{ м } w_m = 0,23 \cdot 1,162 \cdot 1,3 = 0,3474 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} (\text{кПа}).$$

2. Нормативное значение пульсационной составляющей

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v,$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации определяется по интерполяции для высоты $h_1 = 31,14 \text{ м}$ и $h = 46,2 \text{ м}$ по значениям, приведенным в табл. 11.4 [1] или прил.21:

на высоте $h_1 = 31,14 \text{ м}$ $\zeta_1 = 0,853$,

на высоте $h = 46,2 \text{ м}$ $\zeta = 0,7586$ (рис.4),

v – коэффициент пространственной корреляции определяется по двойной интерполяции по табл. 11.6[1] или прил.23: $\rho = d$, $\chi = h$ (табл. 11.7[1]), $\rho = 31,14 \text{ м}$, $\chi = 46,2 \text{ м}$.

Таблица 2

Определение коэффициента пространственной корреляции v

ρ	χ		
	40	46,2	80
20	0,73	0,722	0,68
31,14		0,6963	
40	0,67	0,664	0,63

Для высоты до $h - d = 46,2 - 31,14 = 15,06 \text{ м}$ (нижняя часть здания)

$$w_{p1} = 0,2957 \cdot 0,853 \cdot 0,6963 = 0,1756 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

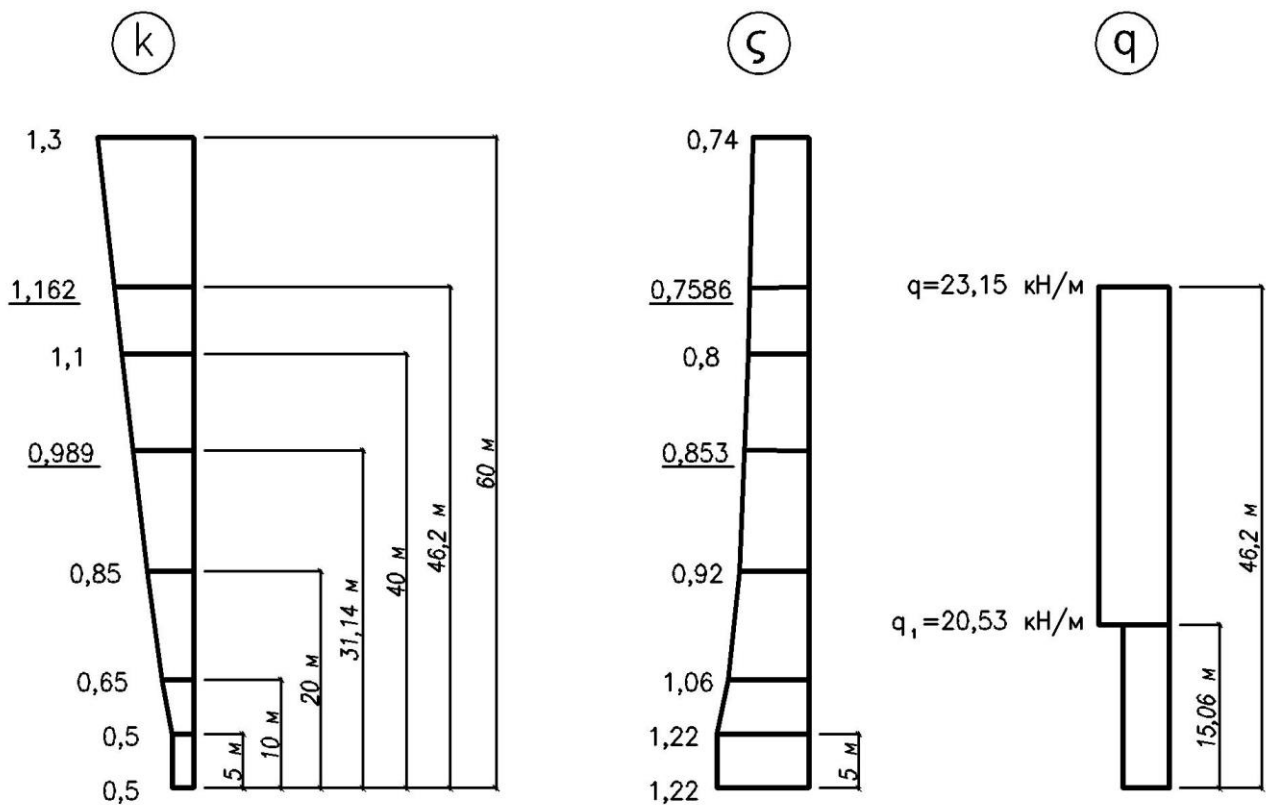


Рис. 4. Значения коэффициентов k и ζ . Эпюры ветрового давления на фасад

Для высоты больше и равной 15,06 м (верхняя часть здания)

$$w_p = 0,3474 \cdot 0,7586 \cdot 0,6963 = 0,1835 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Определяем суммарное значение средней и пульсационной составляющих:

– для нижней части здания

$$w_1 = 0,2957 + 0,1756 = 0,471 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

– для верхней части здания

$$w = 0,3474 + 0,1835 = 0,531 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Определяем расчетную ветровую нагрузку с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$, коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$ и при длине фасада $d(L) = 31,14$ м (рис.4):

– для нижней части здания

$$q_1 = w_1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot L = 0,471 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 31,14 = 20,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

– для верхней части здания

$$q = w \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot L = 0,531 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 31,14 = 23,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

2.2. Подбор количества диафрагм жесткости

Количество диафрагм жесткости определяется из условия ограничения деформаций вершины здания (отклонения от вертикали) под действием ветровой нагрузки.

Максимальный допустимый прогиб вершины здания f_{ult} от нормативной ветровой нагрузки ограничивается величиной $\frac{1}{500}H_1$ [1].

Прогиб несущей системы определяется как прогиб консольной балки под действием нагрузки, которую можно принять равномерно распределенной с максимальным значением $q = 23,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ по всей высоте. Тогда прогиб вершины здания будет равен

$$f = \frac{q \cdot H_1^4}{8B} [7],$$

где q – равномерно распределенная нагрузка,

$H_1 = H + h_{fl} + h_{n.n} = 46,2 + 2,8 + 0,15 = 49,15$ м – высота несущей системы (с учетом подвального этажа и пола подвала),

B – изгибная жесткость сечения всех диафрагм жесткости.

Изгибная жесткость одной диафрагмы без учета проемов и колонн $B_1 = E_{b1} \cdot I_1$, где $E_{b1} = 0,85E_b$ – модуль деформации бетона при кратковременно действующей нагрузке,

I_1 – момент инерции сечения, $I_1 = \frac{b \cdot l^3}{12}$, l – можно считать расстояние между осями колонн диафрагмы.

$$\text{Для бетона В30 } E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 30 \cdot 10^6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Толщина стенки сборной диафрагмы b принимается 14, 16, 18 см. Примем $b=16$ см, тогда

$$B_1 = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,16 \cdot 6^3}{12} = 73,44 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Изгибная жесткость всех диафрагм жесткости $B = n \cdot B_1$, где n – количество диафрагм.

Подставляем жесткость в выражение для прогиба

$$f = \frac{q_n \cdot H_1^4}{8 \cdot n \cdot B_1} = \frac{H_1}{500},$$

$$\text{отсюда } n = \frac{500 \cdot q_n \cdot H_1^3}{8 \cdot B_1} = \frac{500 \cdot 23,15 \cdot 49,15^3}{1,4 \cdot 8 \cdot 73,44 \cdot 10^6} = 1,67 \text{ шт.}$$

Следовательно, необходимо запроектировать две диафрагмы толщиной 16 см. Т.к. не было учтено наличие проемов, можно поставить четыре диафрагмы с проемами или без проемов. Это существенно повысит жесткость несущей системы.

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ВРЕМЕННОЙ ПОЛЕЗНОЙ НАГРУЗКЕ $V = 1,5 \text{ кН/м}^2$

3.1. Исходные данные

Сбор нагрузки на 1 м^2 перекрытия представлен в табл. 3.

Таблица 3

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная:			
покрытия — паркет на мастике, $\delta = 20 \text{ мм}$;	0,20	1,3	0,26
цементно-песчаная стяжка, $\delta = 30 \text{ мм}$ ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$);	0,54	1,3	0,70
многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta = 220 \text{ мм}$	3,4	1,1	3,74
Итого постоянная нагрузка g	4,14		4,7
Временная:			
перегородки, $\delta = 120 \text{ мм}$ (приведенная нагрузка, длительная) V_p ;	0,5	1,2	0,6
полезная кратковременная (из задания)	1,5	1,3	1,95
длительная V_{lon}	0,525	1,3	0,682
Итого временная нагрузка V	2,0		2,55
Временная нагрузка без учета перегородок V_0	1,5		1,95
Полная нагрузка $g + V$	6,14		7,25

Примечание. Полное значение нагрузки считается кратковременно действующим.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для временной (полезной) нагрузки принимается:

1,3 — при полном нормативном значении нагрузки менее 2 кПа (кН/м^2);

1,2 — при полном нормативном значении нагрузки 2 кПа (кН/м^2) и более [1].

Нагрузка на 1 пог. м длины плиты при номинальной её ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

- расчетная постоянная $g = 4,7 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,05 \text{ кН/м}$;
- расчетная полная $(g + V) = 7,25 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 10,88 \text{ кН/м}$;
- нормативная постоянная $g_n = 4,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 6,21 \text{ кН/м}$;
- нормативная полная $(g_n + V_n) = 6,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 9,21 \text{ кН/м}$;

• нормативная постоянная и длительная $(g_n + V_{lon,n}) = (4,14 + 1,025) \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,75$ кН/м.

Конструктивный размер плиты: $l = 6 - 0,1 - 0,1 - 0,01 - 0,01 = 5,78$ м.

Материалы для плиты

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие В20:

$R_{b,n} = R_{b,ser} = 15,0$ МПа; $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,35$ МПа (табл. 6.7 [2], прил. 3),

$R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа (табл. 6.8 [2], прил. 4),

$\gamma_{b1} = 1,0$ – при непродолжительном (кратковременном действии нагрузки) (п. 6.1.12 [2]): γ_{b1} – коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки.

Начальный модуль упругости бетона $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа (табл. 6.11 [2], прил.5).

Технология изготовления плиты – агрегатно-поточная. Плита подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении. Натяжение напрягаемой арматуры осуществляется электротермическим способом.

Арматура:

– продольная напрягаемая класса А600:

$R_{s,n} = R_{s,ser} = 600$ МПа (табл. 6.13 [2], прил. 6);

$R_s = 520$ МПа (табл. 6.14 [2], прил. 7);

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа (пункт 6.2.12 [2]).

– ненапрягаемая класса В500:

$R_s = 435$ МПа (табл. 6.19 [2], прил. 7);

$R_{sw} = 300$ МПа (табл. 6.15 [2], прил. 8)

3.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Определение внутренних усилий

Расчетный пролет плиты в соответствии с рис. 2:

$$l_0 = 6,0 - 0,1 - 0,1 - 0,01 - 0,01 - \frac{0,09}{2} - \frac{0,09}{2} = (l - 0,31) \text{ м} = 5,69 \text{ м}.$$

Поперечное конструктивное сечение плиты заменяется эквивалентным двутавровым сечением (рис.5). Размеры сечения плиты $h = 22$ см;

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}; \quad h'_f = h_f = (22 - 15,9) \cdot 0,5 = 3,05 \text{ см};$$

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

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, нагруженная равномерно-распределенной нагрузкой (рис.6).

Усилия от расчетной полной нагрузки:

• изгибающий момент в середине пролета:

$$M = \frac{(g + V) l_0^2}{8} = \frac{10,88 \cdot 5,69^2}{8} = 44,03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

• поперечная сила на опорах:

$$Q = \frac{(g + V)l_0}{2} = \frac{10,88 \cdot 5,69}{2} = 30,95 \text{ кН}.$$

Усилия от нормативной нагрузки (изгибающие моменты):

• полной:

$$M_n = \frac{(g_n + V_n)l_0^2}{8} = \frac{9,21 \cdot 5,69^2}{8} = 37,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

• постоянной и длительной:

$$M_{nl} = \frac{(g_n + V_{lon,n})l_0^2}{8} = \frac{7,75 \cdot 5,69^2}{8} = 31,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчет по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента

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

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

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

где l – конструктивный размер плиты.

Положение границы сжатой зоны определяется из условия:

$$M \leq M_{x=h'_f} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f)$$

где M – изгибающий момент в середине пролета от полной нагрузки $(g+V)$; $M_{x=h'_f}$ – момент внутренних сил в нормальном сечении плиты, при котором нейтральная ось проходит по нижней грани сжатой полки; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию; остальные обозначения приняты в соответствии с рис.5.

Если это условие выполняется, граница сжатой зоны проходит в полке, и площадь растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной, равной b'_f .

$$4403 \text{ кН} \cdot \text{см} \leq 1,0 \cdot 1,15 \cdot 146 \cdot 3,05(19 - 0,5 \cdot 3,05) = 8949 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$R_b = 11,5 \text{ МПа} = 1,15 \text{ кН/см}^2.$$

$44,03 \text{ кН} \cdot \text{м} < 89,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – условие выполняется, т.е. расчет ведем как для прямоугольного сечения. Далее определяем:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{4403}{1,0 \cdot 1,15 \cdot 146 \cdot 19^2} = 0,073,$$

$$\alpha_m = \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right),$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,073} = 0,0759,$$

здесь $\xi = \frac{x}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны бетона; должно выполняться условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R – граничная относительная высота сжатой зоны.

Значение ξ_R определяется по формуле ([2]):

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}},$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s ;

ε_{b2} – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035 (п. 6.1.20[2]).

Для арматуры с условным пределом текучести значение $\varepsilon_{s,el}$ определяется по формуле:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}^*}{E_s}$$

(арматура А600 имеет условный предел текучести) (п. 9.16[2]),

где σ_{sp}^* – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициентом $\gamma_{sp} = 0,9$.

Предварительное напряжение арматуры σ_{sp} принимают не более $0,9R_{sn}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры (А600) и не более $0,8R_{sn}$ для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов (9.1.1[2]).

Принимаем $\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 600 = 480$ МПа.

При проектировании конструкций полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа [2], $\Delta\sigma_{sp(2)j} = 100$ МПа.

При определении $\varepsilon_{s,el}$:

$$\sigma_{sp}^* = 0,9 \cdot 480 - 100 = 332 \text{ МПа}; \quad \varepsilon_{s,el} = \frac{520 + 400 - 332}{2,0 \cdot 10^5} = 0,00294;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00294}{0,0035}} = 0,435; \quad \xi \leq \xi_R.$$

Площадь сечения арматуры определяем по формуле:

$$A_{sp,ef} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot \xi \cdot h_0}{R_s}.$$

Если соблюдается условие $\xi \leq \xi_R$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s допускается умножать на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий возможность деформирования высокопрочных арматурных сталей при напряжениях выше условного предела текучести и определяемый по формуле (3.2 [5]):

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1.$$

Если $\frac{\xi}{\xi_R} < 0,6$, что для плит практически всегда соблюдается, можно принимать максимальное значение этого коэффициента, т.е. $\gamma_{s3} = 1,1$.

$$A_{sp,ef} = \frac{1,0 \cdot 1,15 \cdot 146 \cdot 0,0759 \cdot 19}{1,1 \cdot 52} = 4,23 \text{ см}^2;$$

$$R_s = 520 \text{ МПа} = 52 \text{ кН/см}^2$$

Принимаем 6Ø10 А600 (рис.7 вариант 1); $A_{sp,ef} = 4,71 \text{ см}^2$.

Напрягаемые стержни должны располагаться симметрично и расстояние между ними должно быть не более 400 мм и не более $1,5h$, при $h > 150$ мм (п. 10.3.8[2]).

Расчет по прочности при действии поперечной силы

Поперечная сила от полной нагрузки $Q = 30,95 \text{ кН}$.

Расчет предварительно напряженных элементов по сжатой бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия (8.55 [2]):

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3 (п. 8.1.32 [2]);

b - ширина ребра, $b = 37,7 \text{ см}$;

$$Q \leq 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,15 \cdot 37,7 \cdot 19 = 247,1;$$

$$30,95 \text{ кН} < 247,1 \text{ кН}.$$

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия (8.56[2]):

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

где Q - поперечная сила в наклонном сечении;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении;

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

принимаем не более $0,25 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$;

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 0,3 (п. 8.1.33 [2]);

$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 0,09 \text{ кН/см}^2$;

$$Q_b = 0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,09 \cdot 37,7 \cdot 19 = 32,2 \text{ кН}.$$

Действующая в сечении поперечная сила $Q = 30,95 \text{ кН} < 32,2 \text{ кН}$. Следовательно, поперечная сила, воспринимаемая бетоном, практически равна действующей в сечении поперечной силе, поэтому поперечную арматуру можно не устанавливать. Если $Q > Q_b$, то необходимо выполнить расчет.

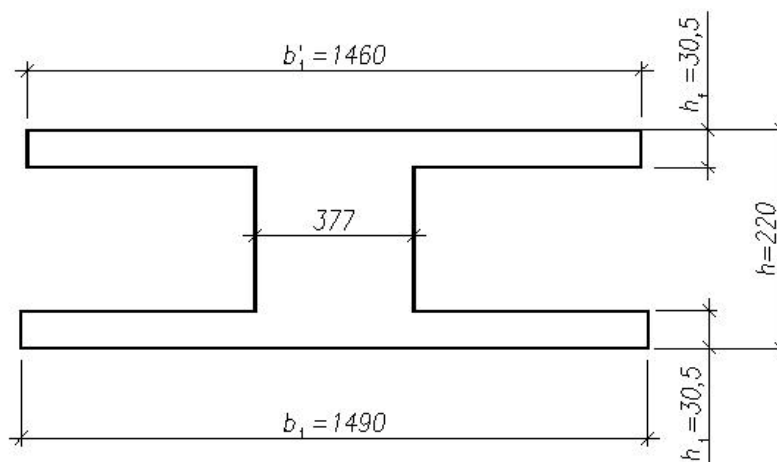


Рис.5. Расчетное сечение плиты

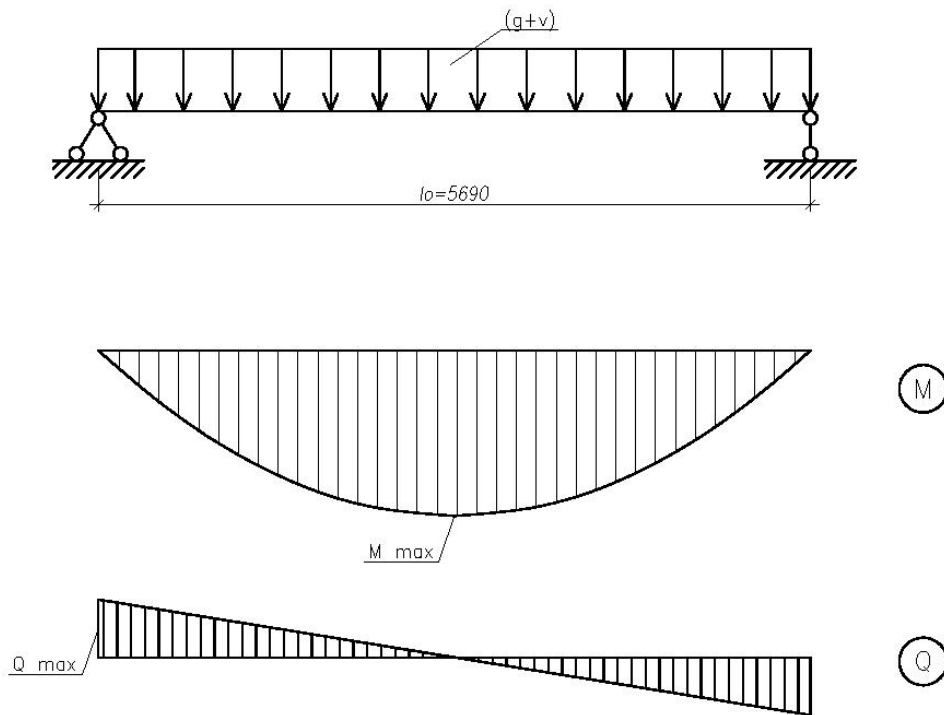


Рис.6. Расчетная схема плиты и эпюры усилий

3.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики приведенного сечения

Круглое очертание пустот заменим эквивалентным квадратным со стороной $c = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3$ см.

Размеры расчетного двутаврового сечения: толщина полок $h'_f = h_f = (22 - 14,3) \cdot 0,5 = 3,85$ см; ширина ребра $b = 146 - 14,3 \cdot 7 = 45,9$ см; ширина полок $b'_f = 146$ см; $b_f = 149$ см.

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{27,5 \cdot 10^3} = 7,27..$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha A_s = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot c + \alpha A_{sp} = (146 + 149) \cdot 3,85 + 45,9 \cdot 14,3 + 7,27 \cdot 4,71 = 1826,4 \text{ см}^2; \quad A = 1792,16 \text{ см}^2 - \text{площадь сечения бетона.}$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f (h - 0,5 h'_f) + b_f \cdot h_f \cdot 0,5 h_f + b \cdot c \cdot 0,5 h + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a = \\ = 146 \cdot 3,85 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,85) + 149 \cdot 3,85 \cdot 0,5 \cdot 3,85 + 45,9 \cdot 14,3 \cdot 0,5 \cdot 22 + 7,27 \cdot 4,71 \cdot 3 = \\ = 19711,2 \text{ см}^3.$$

Удаление центра тяжести сечения от его нижней грани:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{19711,2}{1826,4} = 10,79 \approx 10,8 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$\begin{aligned}
I_{red} &= \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot (h - y_0 - 0,5h'_f)^2 + \frac{bc^3}{12} + b \cdot c \cdot (0,5h - y_0)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\
&+ b_f \cdot h_f \cdot (y_0 - 0,5h_f)^2 + \alpha A_{sp} \cdot (y_0 - a)^2 = \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + 146 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,8 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + \\
&+ \frac{45,9 \cdot 14,3^3}{12} + 45,9 \cdot 14,3 \cdot (0,5 \cdot 22 - 10,8)^2 + \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,8 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + \\
&+ 7,27 \cdot 4,71 \cdot (10,8 - 3)^2 = 108236,8 \text{ см}^4
\end{aligned}$$

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{108236,8}{10,8} = 10021,9 \text{ см}^3.$$

То же, по верхней грани:

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = 9664 \text{ см}^3.$$

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие (8.116[2]):

$$M > M_{crc},$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки (нормативной);

M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин и равный (9.36[2]):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + P \cdot e_{яp},$$

где W_{pl} – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна;

$e_{яp} = e_{op} + r$ – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны;

e_{op} – то же, до центра тяжести приведенного сечения;

r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки;

$W_{pl} = 1,25 W_{red}$ для двутаврового симметричного сечения (табл.4.1[5]);

P – усилие предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента. Определяем

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10021,9}{1826,4} = 5,49 \text{ см};$$

$$e_{op} = y_0 - a = 10,8 - 3 = 7,8 \text{ см};$$

$$e_{яp} = 7,8 + 5,49 = 13,29 \text{ см};$$

$$W_{pl} = 1,25 \cdot 10021,9 = 12527,4 \text{ см}^3.$$

Потери предварительного напряжения арматуры

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона при натяжении арматуры на упоры (п. 9.1.12[2]).

Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют для арматуры классов А600-А1000 при электротермическом способе натяжения в соответствии с п. 9.1[2].

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 480 = 14,4 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада при агрегатно-поточной технологии принимаются равными 0; $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

Потери от деформации формы при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают; $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают; $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Первые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 14,4 \text{ МПа.}$$

Потери от усадки бетона:

$\Delta\sigma_{sp5} = 0,85 \cdot \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s$ — для бетона, подвергнутого тепловой обработке, где $\varepsilon_{b,sh}$ — деформации усадки бетона, значения которых можно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,00020 — для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 — для бетона класса В40;

0,00030 — для бетона классов В45 и выше;

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,85 \cdot 0,0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 34 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$ определяются по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp6} = 0,85 \cdot \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha\mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} \text{ — для бетона, подвергнутого теп-$$

ловой обработке, где $\varphi_{b,cr}$ — коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п. 6.1.16[2] или по прил. 15. Принимаем $\varphi_{b,cr} = 2,8$;

σ_{bpj} — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j -ой группы стержней напрягаемой арматуры;

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{op}y}{I_{red}};$$

$P_{(1)}$ — усилие предварительного обжатия с учетом только первых потерь;

e_{op} — эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного сечения;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна; $y = e_{op} + 3(\text{см})$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

μ_{spj} — коэффициент армирования, равный A_{spj}/A , где A — площадь поперечного сечения элемента; A_{spj} — площадь рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}); \quad \sigma_{sp} = 480 \text{ МПа} = 48 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 14,4 \text{ МПа} = 1,44 \text{ кН/см}^2; \quad P_{(1)} = 4,71(48 - 1,44) = 219,3 \text{ кН};$$

$$e_{op} = 7,8 \text{ см}, \quad y = 10,8 \text{ см};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{219,3}{1826,4} + \frac{219,3 \cdot 7,8 \cdot 10,8}{108236,8} = 0,291 \text{ кН/см}^2 = 2,9 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp} < 0,9R_{bp}; R_{bp} = 10 \text{ МПа}; A = 1792,16 \text{ см}^2; \mu = \frac{4,71}{1792,16} = 0,002628;$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = 0,85 \cdot \frac{0,8 \cdot 7,27 \cdot 2,8 \cdot 2,9}{1 + 7,27 \cdot 0,002628 \cdot \left(1 + \frac{7,8^2 \cdot 1826,4}{108236,8}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 35,67 \text{ МПа.}$$

Полное значение первых и вторых потерь (9.12[2]):

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{spi};$$

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 14,4 + 34 + 35,67 = 84,07 \text{ МПа.}$$

При проектировании конструкции полные суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа (п. 9.1.10[2]), поэтому принимаем $\Delta\sigma_{sp(2)} = 100 \text{ МПа}$.

После того, как определены суммарные потери предварительного напряжения арматуры, можно определить M_{crc} .

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}) \cdot A_{sp},$$

где P_2 —усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь;

$$P_{(2)} = (48,0 - 10,0) \cdot 4,71 = 178,98 \text{ кН};$$

$$M_{crc} = 0,135 \cdot 12527,4 + 178,98 \cdot 13,29 = 4069,8 \text{ кН} \cdot \text{см} = 40,70 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Так как изгибающий момент от полной нормативной нагрузки

$M_n = 37,27 \text{ кН} \cdot \text{м}$ меньше, чем $M_{crc} = 40,70 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок не образуются.

Расчет прогиба плиты

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия (8.2.21):

$$f \leq f_{ult},$$

где f —прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} —значение предельно допустимого прогиба.

При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб балок или плит во всех случаях не должен превышать 1/200 пролета.

Для свободно опертой балки максимальный прогиб определяют по формуле

$$f = Sl^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{max},$$

где S —коэффициент, зависящий от расчетной схемы и вида нагрузки; при действии равномерно распределенной нагрузки $S = 5/48$; при двух равных моментах по концам балки от силы обжатия — $S = 1/8$;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{max}$ —полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом

от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют для участков без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ — кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ — кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p \cdot e_{op}}{E_{b1} \cdot I_{red}},$$

где M — изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

I_{red} — момент инерции приведенного сечения;

E_{b1} — модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}},$$

где $\varphi_{b,cr}$ — коэффициент ползучести бетона, принимаемый:

- при продолжительном действии нагрузки по табл.6.12[2] или по прил. 15, в зависимости от класса бетона на сжатие и относительной влажности воздуха окружающей среды;

- при непродолжительном действии нагрузки, $E_{b1} = 0,85E_b$, (8.146[2]);

$N_p = P_{(2)}$ и $e_{op} = 7,8$ см (п.3.3) — усилие предварительного обжатия и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения.

Прогиб определяется с учетом эстетико-психологических требований, т.е. от действия только постоянных и временных длительных нагрузок [1]:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{nl} - P_{(2)} \cdot e_{op}}{E_{b1} \cdot I_{red}},$$

M_{nl} — изгибающий момент от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, равный $M_{nl} = 31,36$ кН·м (см. п.3.2)

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + 2,8} = \frac{27,5 \cdot 10^3}{3,8} = 7,24 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 7,24 \cdot 10^2 \text{ кН/см}^2;$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{3136 - 178,98 \cdot 7,8}{7,24 \cdot 10^2 \cdot 108236,8} = 2,22 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}.$$

В запас жёсткости плиты оценим её прогиб только от постоянной и длительной нагрузок (без учёта выгиба от усилия предварительного обжатия):

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 2,22 \cdot 10^{-5}\right) 569^2 = 0,75 \text{ см} < 2,845 \text{ см}.$$

Допустимый прогиб $f = (1/200)l = 569/200 = 2,845$ см.

4. ВАРИАНТ РАСЧЕТА МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ $V = 4,5 \text{ кН/м}^2$

4.1. Исходные данные

Сбор нагрузки на 1 м^2 перекрытия представлен в табл. 4. Постоянная нагрузка та же, что при расчете плиты перекрытия на действие нагрузки $V = 1,5 \text{ кН/м}^2$ (см. п. 3.1).

Таблица 4

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Кэф-т надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная нагрузка g	4,14		4,7
Временная:			
Перегородки, $\delta = 120 \text{ мм}$ (приведенная нагрузка, длительная) V_p ;	0,5	1,2	0,6
Полезная (из задания), в том числе:	4,5	1,2	5,4
длительная V_{lon}	1,575	1,2	1,89
Итого временная нагрузка V	5,0		6,0
Временная нагрузка без учета перегородок V_0	4,5		5,4
Полная нагрузка $g + V$	9,14		10,7

Нагрузка на 1 пог. метр длины плиты при номинальной ее ширине 1,5 м:

- расчетная постоянная $g = 4,7 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,05 \text{ кН/м}$;
- расчетная полная $(g + V) = 10,7 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 16,05 \text{ кН/м}$;
- нормативная постоянная $g_n = 4,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 6,21 \text{ кН/м}$;
- нормативная полная $(g_n + V_n) = 9,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 13,71 \text{ кН/м}$;
- нормативная постоянная и длительная $(g_n + V_{lon,n}) = (4,14 + 2,075) \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 9,32 \text{ кН/м}$.

4.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Определение внутренних усилий

Материалы для плиты, расчетный пролет и поперечное сечение те же, что в пункте 3.1.

Усилия от расчетной полной нагрузки:

$$M = \frac{(g + V)l_0^2}{8} = \frac{16,05 \cdot 5,69^2}{8} = 64,96 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{(g + V)l_0}{2} = \frac{16,05 \cdot 5,69}{2} = 45,66 \text{ кН}.$$

Усилия от нормативной нагрузки:

- полной:

$$M_n = \frac{(g_n + V_n)l_0^2}{8} = \frac{13,71 \cdot 5,69^2}{8} = 55,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- постоянной и длительной:

$$M_{nl} = \frac{(g_n + V_{lon,n})l_0^2}{8} = \frac{9,32 \cdot 5,69^2}{8} = 37,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчет по прочности на действие изгибающего момента

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{6496}{1,0 \cdot 1,15 \cdot 146 \cdot 19^2} = 0,107,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,107} = 0,113,$$

$$\xi_R = 0,435 \text{ (см. п. 3.2);}$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,113}{0,435} = 0,261 < 0,6; \quad \gamma_{s3} = 1,1;$$

$$A_{sp,ef} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot \xi \cdot h_0}{R_s};$$

$$A_{sp,ef} = \frac{1,0 \cdot 1,15 \cdot 146 \cdot 0,113 \cdot 19}{1,1 \cdot 52} = 6,3 \text{ см}^2;$$

$$R_s = 520 \text{ МПа} = 52 \text{ кН/см}^2$$

Принимаем: 6Ø12А600 (рис.7 вариант 2);

$$A_{sp,ef} = 6,79 \text{ см}^2.$$

Расчет по прочности при действии поперечной силы

Условие прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями удовлетворяется

$$45,66 \text{ кН} < 247,1 \text{ кН (см. п. 3.2).}$$

Условие прочности по наклонному сечению

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

допускается производить расчет наклонного сечения из условия (8.60[2]); (8.61[2]); (8.62[2]):

$$Q_1 \geq Q_{b1} + Q_{sw1};$$

$$Q_{b1} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0;$$

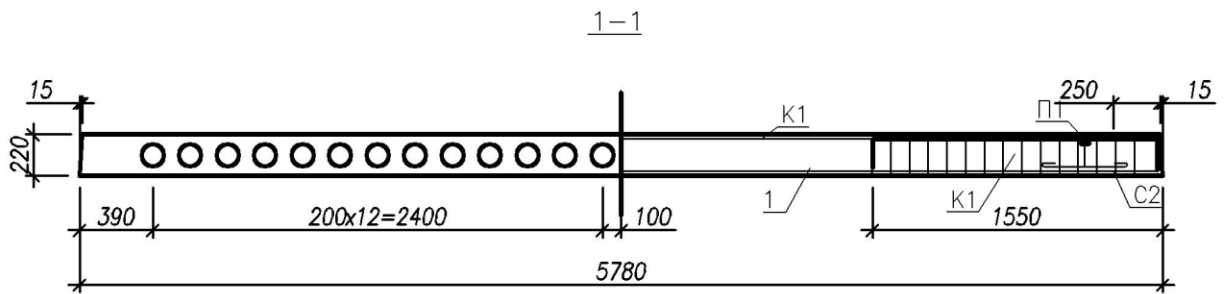
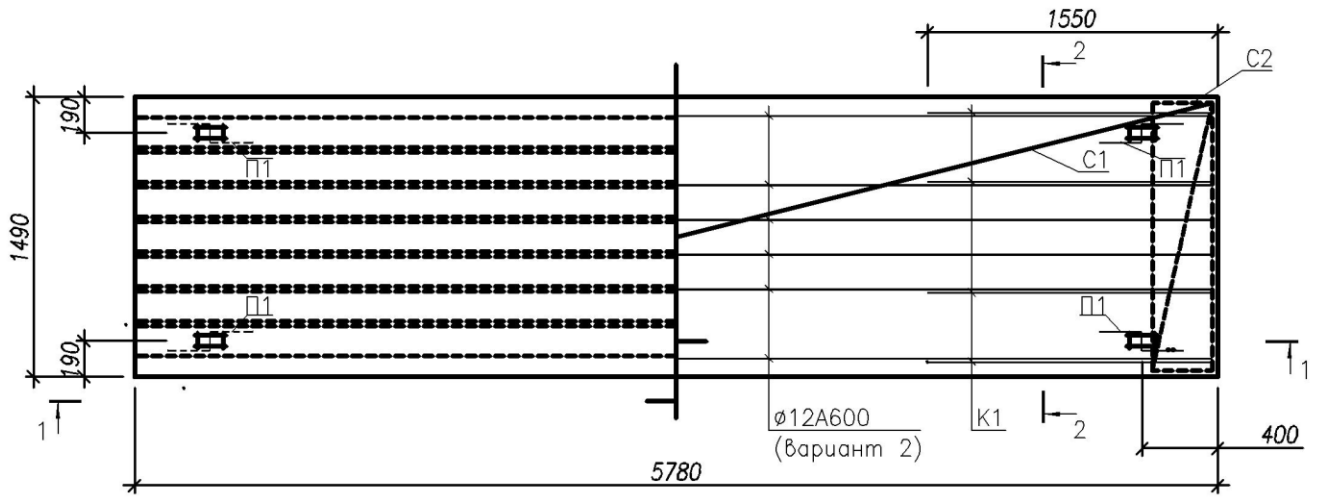
$$Q_{sw1} = q_{sw} \cdot h_0;$$

$$Q_{b1} = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,09 \cdot 37,7 \cdot 19 = 32,23 \text{ кН}.$$

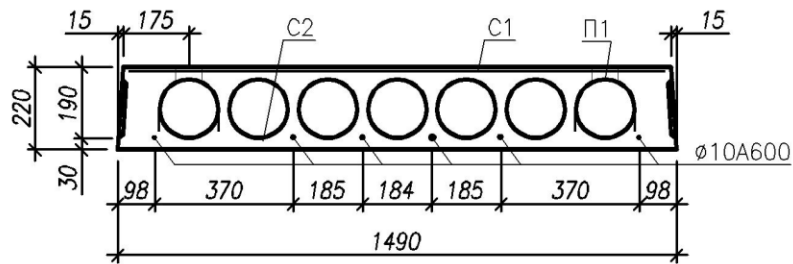
Таким образом, поперечная арматура (хомуты) необходима по расчету для восприятия усилия:

$$Q_{sw1} = 45,66 - 32,23 = 13,43 \text{ кН}.$$

Плита П-1



2-2 (вариант 1)



2-2 (вариант 2)

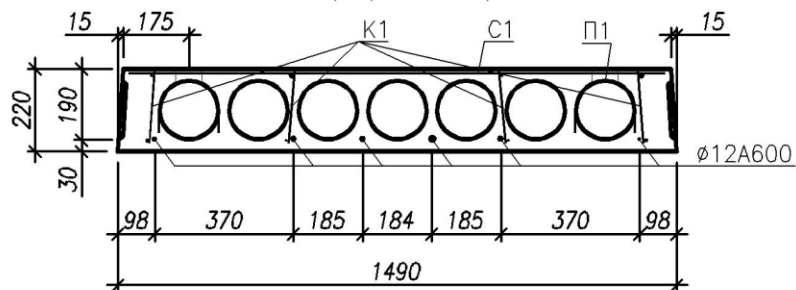


Рис.7. Опалубка плиты П-1 и схема армирования

Поперечная арматура учитывается в расчете, если $q_{sw} \geq q_{sw,min}$ (п. 8.1.33[2]):

$$q_{sw,min} = 0,25 \gamma_{b1} R_{bt} b$$

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины равно (8.59[2]):

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw1}}{h_0};$$

$$q_{sw} = \frac{13,43}{19} = 0,709 \text{ кН/см} < q_{sw,min} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 0,09 \cdot 37,7 = 0,848 \text{ кН/см}.$$

Принимаем $q_{sw} = q_{sw,min}$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}.$$

Назначая шаг хомутов $S_w = 10 \text{ см} \leq 0,5 \cdot h_0$ (8.3.11[2]), получаем:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_w}{R_{sw}} = \frac{0,848 \cdot 10}{30} = 0,283 \text{ см}^2;$$

$$R_{sw} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем на приопорных участках плиты по четыре каркаса с поперечной рабочей арматурой (хомутами), расположенной с шагом $S_w = 10 \text{ см}$.

Для 4Ø5 В500С в одном сечении имеем: $A_{sw,ef} = 0,78 \text{ см}^2 > A_{sw}$

Проверяем прочность сечения при действии поперечной силы. Условие прочности:

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw1};$$

$Q_1 = 45,66 \text{ кН}$ - поперечная сила, действующая в сечении;

$$Q_{b1} = 32,23 \text{ кН};$$

$$Q_{sw1} = q_{sw} \cdot h_0;$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{300 \cdot 0,283}{10} = 8,49 \text{ кН/см};$$

$$Q_{sw1} = 2,34 \cdot 19 = 44,46 \text{ кН};$$

$$45,66 \text{ кН} < (32,23 + 44,66) \text{ кН};$$

$$45,66 \text{ кН} < 76,89 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена.

4.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики приведенного сечения (см. п. 3.3)

$$A_{red} = 1841,48 \text{ см}^2; \quad S_{red} = 19756,56 \text{ см}^3; \quad y_0 = 10,73 \text{ см}.$$

$$I_{red} = \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + 146 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,73 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + \frac{45,9 \cdot 14^3}{12} +$$

$$+ 45,9 \cdot 14,3 \cdot (0,5 \cdot 22 - 10,73)^2 + \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,73 - 0,5 \cdot 3,85)^2 +$$

$$+ 7,27 \cdot 6,79 \cdot (10,73 - 3)^2 = 108457,73 \text{ см}^4;$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{108457,73}{10,73} = 10107,9 \text{ см}^3; \quad W_{red}^{sup} = \frac{108457,73}{11,27} = 9623,58 \text{ см}^3;$$

$$W = 1,25 W_{red} = 1,25 \cdot 10107,9 = 12634,9 \text{ см}^3.$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10107,9}{1841,48} = 5,49 \text{ см};$$

$$e_0 = 10,73 - 3 = 7,73 \text{ см}; \quad e_{яp} = 7,73 + 5,49 = 13,22 \text{ см}.$$

Потери предварительного напряжения арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = 14,4 \text{ МПа}; \quad \Delta\sigma_{sp2} = 0; \quad \Delta\sigma_{sp3} = 0; \quad \Delta\sigma_{sp4} = 0.$$

Таким образом, первые потери составляют: $\Delta\sigma_{sp(1)} = 14,4 \text{ МПа}$;

$$\Delta\sigma_{sp5} = 34 \text{ МПа (см. п.3.3)};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{op}y}{I_{red}} \text{ (см. п.3.3)};$$

$$P_1 = 6,79 \cdot (48 - 1,44) = 316,14 \text{ кН}; \quad e_{op} = 7,73 \text{ см};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{316,14}{1841,48} + \frac{316,14 \cdot 7,73^2}{108457,73} = 0,346 \text{ кН/см}^2 = 3,46 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{6,79}{1792,16} = 0,003789;$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = 0,85 \cdot \frac{0,8 \cdot 7,27 \cdot 2,8 \cdot 3,46}{1 + 7,27 \cdot 0,003789 \cdot \left(1 + \frac{7,73^2 \cdot 1841,48}{108457,73}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 40,59 \text{ МПа}.$$

Таким образом, полные потери равны:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 14,4 + 34 + 40,59 = 88,99 \text{ МПа}.$$

Полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа, поэтому принимаем $\Delta\sigma_{sp(2)} = 100 \text{ МПа}$.

$$P_{(2)} = (48,0 - 10) \cdot 6,79 = 258,02 \text{ кН};$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W + P_{(2)} \cdot e_{яp} = 0,135 \cdot 12634,9 + 258,02 \cdot 13,22 = 5116,7 \text{ кН}\cdot\text{см} = 51,17 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки равен:

$$M_n = 55,48 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{crc} = 51,17 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Следовательно, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок образуются.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет по раскрытию трещин производят из условия (8.118[2]):

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult},$$

a_{crc} – ширина раскрытия трещины от действия внешней нагрузки;

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин ([2], прил.2).

Для арматуры классов А240-А600, В500С величина $a_{crc,ult}$ составляет:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле [2]:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

l_s – базовое расстояние между смежными нормальными трещинами;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать $\psi_s = 1$, если при этом условие (8.118[2]) не удовлетворяется, значение ψ_s следует определять по формуле (8.138[2]);

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры и равный 0,5 для арматуры периодического профиля и канатной;

φ_3 – коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния и для изгибаемых элементов принимаемый равным $\varphi_3 = 1,0$.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений, значение σ_s допускается определять по формуле [5]:

$$\sigma_s = \frac{(M_s / z) - P_{(2)}}{A_{sp}},$$

где z – плечо внутренней пары сил, равное $z = \zeta h_0$, а коэффициент ζ определяется по табл. 4.2 [5] или по прил. 18, в зависимости от следующих параметров:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}; e_s = \frac{M_s}{P_{(2)}}; \mu a_{s1} = \frac{a_{s1} \cdot A_{sp}}{bh_0}.$$

$M_s = M_n = 55,48$ кНм = 5548 кНсм; $P_{(2)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь, равное $P_{(2)} = 258,02$ кН. Производя вычисления, получаем:

$$\varphi_f = \frac{(146 - 45,9) \cdot 3,85}{45,9 \cdot 19,0} = 0,442; e_s = \frac{5548}{258,02} = 21,5 \text{ см}; \frac{e_s}{h_0} = \frac{21,5}{19} = 1,13.$$

Коэффициент α_{s1} для всех видов арматуры, кроме канатной, можно принимать равным $\alpha_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/15 = 20$,

где $R_{b,ser} = 15$ МПа.

Тогда:

$$\mu \cdot a_{s1} = \frac{20 \cdot 6,79}{45,9 \cdot 19,0} = 0,156.$$

По табл. 4.2 [5] или по прил. 18 определяем: $\zeta = 0,823$;

$z = \zeta h_0 = 0,823 \cdot 19,0 = 15,64$ см;

$$\sigma_s = \frac{(5548/15,64) - 258,02}{6,79} = 14,24 \text{ кН/см}^2 = 142,4 \text{ МПа}.$$

С целью недопущения чрезмерных пластических деформаций в продольной рабочей арматуре, напряжения σ_s в ней (а точнее, их приращение под действием внешней нагрузки) не должны превышать $(R_{s,ser} - \sigma_{sp(2)})$, где $\sigma_{sp(2)}$ – величина предварительного напряжения арматуры с учетом полных потерь, т.е.

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 480 - 100 = 380 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s = 142,4 \text{ МПа} < (R_{s,ser} - \sigma_{sp(2)}) = 600 - 380 = 220 \text{ МПа}.$$

Как видим, полученное значение σ_s удовлетворяет установленному ограничению. В противном случае следует увеличить площадь продольной рабочей арматуры.

Ширину раскрытия трещин a_{crc} принимают:

- при продолжительном раскрытии (8.119[2]):

$$a_{crc} = a_{crc,1};$$

- при непродолжительном раскрытии (8.120[2]):

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3};$$

где $a_{crc,1}$ – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc,2}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc,3}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Базовое расстояние между смежными нормальными трещинами определяется по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \quad (8.2.17[2]) \text{ и принимают не менее } 10d \text{ и } 10 \text{ см и не более } 40d$$

и 40 см,

где A_s – площадь сечения растянутой арматуры;

A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона, равная:

$$A_{bt} = b \cdot y_t + (b_f - b) \cdot h_f,$$

где y_t – высота растянутой зоны, которую для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений допускается принимать по формуле:

$$y_t = k \cdot y_0.$$

Поправочный коэффициент k учитывает неупругие деформации растянутого бетона и для двутавровых сечений принимается равным 0,95. Значение y_0 – есть высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала по приведенному сечению по формуле:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + \left(\frac{P(2)}{R_{bt,ser}} \right)}.$$

Определяем:

$$y_0 = \frac{19756,56}{1841,48 + \frac{258,02}{0,135}} = 5,26 \text{ см}; \quad y_t = 0,95 \cdot 5,56 = 5,0 \text{ см};$$

$$A_{bt} = 45,9 \cdot 5,0 + (149,0 - 45,9) \cdot 3,85 = 626,5 \text{ см}^2.$$

Значение A_{bt} принимается равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее $2a$ и не более $0,5h$ [2], т.е. не менее

$$149,0 \cdot 3,85 + (6 - 3,85) \cdot 45,9 = 672,9 \text{ см}^2 \text{ и не более}$$

$$45,9 \cdot 11 + (149 - 45,9) \cdot 3,85 = 901,84 \text{ см}^2;$$

следовательно, принимаем $A_{bt} = 672,9 \text{ см}^2$. Тогда:

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{672,9}{6,79} \cdot 1,2 = 59,46 \text{ см. Принимается не более } 40d \text{ и не более } 40 \text{ см.}$$

Окончательно принимается 40 см.

Поскольку изгибающий момент от постоянной и временной длительной нормативной нагрузок $M_{nl}=37,72$ кНм, меньше момента образования трещин $M_{crc}=51,17$ кНм, то приращение напряжений в продольной рабочей арматуре от внешней нагрузки (см. формулу (4.12[5])) будет меньше нуля. В этом случае следует считать $a_{crc,1}=a_{crc,3}=0$ и определять только ширину раскрытия трещин $a_{crc,2}$ от непродолжительного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при $\phi_t=1,0$:

$$a_{crc,2} = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{142,4}{2 \cdot 10^5} \cdot 40 = 0,01424 \text{ см} = 0,142 \text{ см.}$$

Это значение необходимо сопоставить с предельно допустимой шириной раскрытия трещин $a_{crc,ult}$, принимаемой из условия обеспечения сохранности арматуры при непродолжительном раскрытии:

$$a_{crc,2} < a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм} - \text{условие удовлетворяется (см. (8.2.6[2]) или прил.2).}$$

Расчет прогиба плиты

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия (8.139[2]):

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба (см. п. 3.3).

Полная кривизна для участков с трещинами определяется по формуле [2] без учета кривизны от непродолжительного действия усилия обжатия и кривизны вследствие усадки и ползучести бетона:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 ;$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Так как прогиб плиты ограничивается эстетико-психологическими требованиями,

$\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна, вызванная непродолжительным действием кратковременной нагрузки, не учитывается.

Таким образом, кривизна в середине пролета определяется только от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т.е. при действии изгибающего момента $M_{nl} = 37,72$ кН·м.

Для элементов прямоугольного и таврового сечений при $h'_f \leq 0,3h_0$ кривизну допускается определять по формуле (4.40 [5]):

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{nl}}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}},$$

где φ_c – коэффициент, определяемый по табл. 4.5 [5] или по прил.15 в зависимости от параметров:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{bh_0}; \quad \mu \cdot \alpha_{s2} \text{ и } e_s/h_0; \quad \mu = \frac{A_s}{bh_0}; \quad \alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}}.$$

При определении α_{s2} допускается принимать $\psi_s = 1$. Если при этом условие $f \leq f_{ult}$ не удовлетворяется, то расчет производят с учетом коэффициента ψ_s , определяемого по формуле (8.138[2]):

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s},$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин при $M = M_{crc}$,

σ_s – то же, при действии рассматриваемой нагрузки (4.12 [5]):

$$\sigma_s = \frac{(M_s / z) - P_{(2)}}{A_{sp}}, \quad \sigma_{s,crc} = \frac{(M_{crc} / z) - P_{(2)}}{A_{sp}},$$

z – расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента;

$E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}},$$

где $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки при относительной влажности воздуха окружающей среды $75 \% \geq W \geq 40\%$ (табл.6.10[2]):

$$e_s = \frac{M_s}{P_{(2)}}, \quad M_s = M_{nl} = 37,72 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$P_{(2)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь,

$$P_{(2)} = 258,02 \text{ кН}.$$

Определяем величины, необходимые для нахождения φ_c :

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{bh_0} = \frac{(146 - 45,9) \cdot 3,85}{45,9 \cdot 19} = 0,442, \quad \mu = \frac{6,79}{45,9 \cdot 19} = 0,00779.$$

Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} [2]; \quad E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} [2]; \quad \alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}},$$

принимаем $\psi_s = 1$.

Приведенный модуль деформаций сжатого бетона:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{15,0}{28 \cdot 10^{-4}} = 5357 \text{ МПа} = 535,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\alpha_{s2} = \frac{2 \cdot 10^5}{5357} = 37,33; \quad \mu \cdot \alpha_{s2} = 0,00779 \cdot 37,33 = 0,291; \quad e_s = \frac{3772}{258,02} = 14,62 \text{ см};$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{14,62}{19} = 0,769.$$

Теперь по табл. 4.5[5] или по табл. прил. 14 путем интерполяции находим $\varphi_c = 0,572$.

Определяем кривизну, имея все данные:

$$\frac{1}{r} = \frac{3772}{0,572 \cdot 45,9 \cdot 19^3 \cdot 535,7} = 3,91 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}};$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_0^2;$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 3,91 \cdot 10^{-5} \cdot 569^2 = 1,32 \text{ см} < f_{ult} = 2,845 \text{ см}.$$

Условие 8.139[2] удовлетворяется, т.е. жесткость плиты достаточна.

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОДНОПРОЛЕТНОГО РИГЕЛЯ

Для опирания пустотных панелей принимается сечение ригеля высотой $h_b = 45$ см или $h_b = 60$ см, для опирания ребристых панелей принимается сечение ригеля высотой $h_b = 60$ см. Ригели могут выполняться обычными или предварительно напряженными. Высота сечения обычного ригеля $h_b \approx \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) l_b$.

5.1. Исходные данные

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия принимаются те же, что и при расчете панели перекрытия. Ригель шарнирно оперт на консоли колонны, $h_b = 45$ см. Расчетный пролет (рис. 8):

$$l_0 = l_b - b - 2 \cdot 20 - 130 = 6300 - 400 - 40 - 130 = 5730 \text{ мм} = 5,73 \text{ м},$$

где l_b – пролет ригеля в осях;

b – размер колонны;

20 мм – зазор между колонной и торцом ригеля;

130 мм – размер площадки опирания.

Расчетная нагрузка на 1 м длины ригеля определяется с грузовой полосы, равной шагу рам, в данном случае шаг рам 6 м (табл. 3 и рис.1).

Постоянная (g):

- от перекрытия с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

$$g_{fl} = g \cdot l_n \cdot \gamma_n = 4,7 \cdot 6,0 \cdot 1,0 = 28,2 \text{ кН/м},$$

где l_n – шаг рам;

- от веса ригеля:

$$g_{bn} = (0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,25) \cdot 2500 \cdot 10^{-2} = 3,5 \text{ кН/м},$$

где 2500 кг/м^3 – плотность железобетона. С учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$,

$$g_b = 3,5 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 3,85 \text{ кН/м}.$$

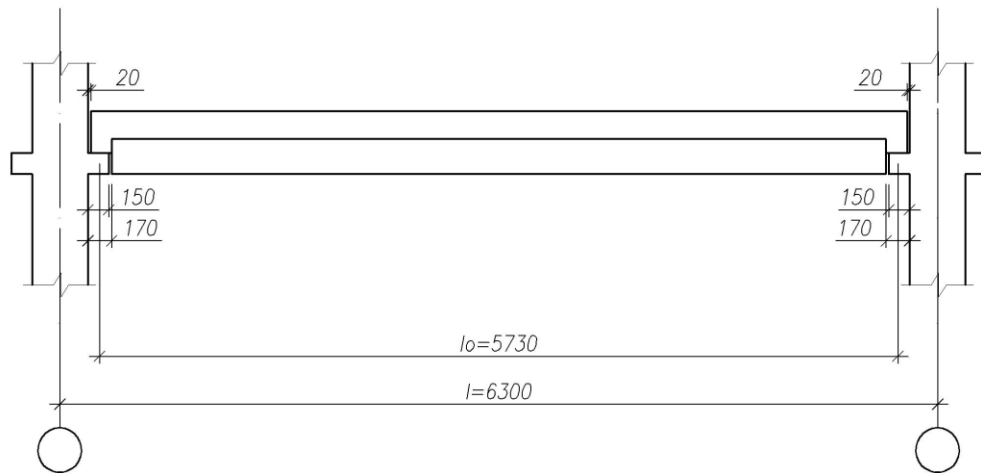


Рис.8. Расчетный пролет ригеля

Итого постоянная нагрузка погонная, т.е. с грузовой полосы, равной шагу рам: $g_1 = g_{fl} + g_b = 28,2 + 3,85 = 32,1$ кН/м.

Временная нагрузка (V) с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$ и коэффициента сочетания:

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}$$

где $A_1 = 9 \text{ м}^2$ для помещений, указанных в поз. 1,2,12 табл.8.3[1];
 A – грузовая площадь ригеля; $A = 6,0 \cdot 6,3 = 37,8 \text{ м}^2$;

$$\varphi = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{37,8}{9}}} = 0,92$$

На коэффициент сочетания умножается нагрузка без учета перегородок:

$$V_1 = (V_p + \varphi_1 \cdot V_0) \cdot \gamma_n \cdot l_n,$$

$$V_1 = (0,6 + 0,693 \cdot 1,95) \cdot 1,0 \cdot 6,0 = 11,71 \text{ кН/м.}$$

Полная погонная нагрузка:

$$g_1 + V_1 = 32,1 + 11,71 = 43,8 \text{ кН/м.}$$

5.2. Определение усилий в ригеле

Расчетная схема ригеля – однопролетная шарнирно опертая балка пролетом l_0 . Вычисляем значение максимального изгибающего момента M и максимальной поперечной силы Q от полной расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g_1 + V_1) l_0^2}{8} = \frac{43,8 \cdot 5,73^2}{8} = 179,76 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{(g_1 + V_1) l_0}{2} = \frac{43,8 \cdot 5,73}{2} = 125,5 \text{ кН.}$$

Характеристики прочности бетона и арматуры:

- бетон тяжелый класса В30, расчетное сопротивление при сжатии $R_b=17,0$ МПа, при растяжении $R_{bt}= 1,15$ МПа (табл. 6.8[2], прил. 4), $\gamma_{b1} = 1,0$ (6.1.12[2]);
- арматура продольная рабочая класса А500С диаметром 10-40 мм, расчетное сопротивление $R_s = 435$ МПа=43,5 кН/см², поперечная рабочая арматура класса А400 диаметром 6-8 мм, $R_{sw} = 280$ МПа=28,0 кН/см², дополнительные хомуты и отгибы для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки класса А500С $R_{sw} = 300$ МПа=30,0 кН/см² (табл. 6.15[2] или прил.8).

5.3. Расчет ригеля по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента

Определяем высоту сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0$,

где h_0 – рабочая высота сечения ригеля (рис.9);

ξ – относительная высота сжатой зоны, определяемая в зависимости от α_m :

$$h_0 = (h_b - 5) = 40 \text{ см,}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2};$$

$$M = 179,76 \text{ кН} \cdot \text{м} = 17976 \text{ кН} \cdot \text{см;}$$

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН/см}^2;$$

b – ширина сечения ригеля, $b = 20$ см.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{17976}{1,0 \cdot 1,7 \cdot 20 \cdot 40^2} = 0,330;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,330} = 0,418;$$

$$\text{высота сжатой зоны } x = \xi \cdot h_0 = 0,418 \cdot 40 = 16,71 \text{ см.}$$

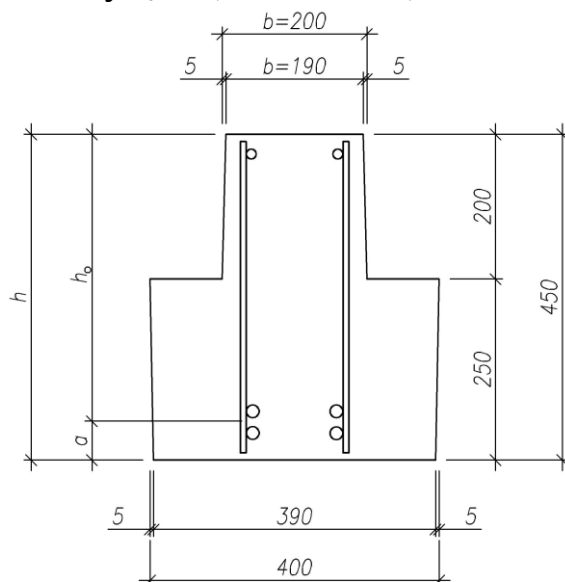


Рис.9. Расчетное сечение ригеля

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

Расчет по прочности нормальных сечений производится в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона и граничной относительной высоты ξ_R , при которой предельное состояние элемента наступает по сжатой

зоне бетона одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяется по формуле (8.1[2]):

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}},$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s ;

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}, \quad R_s = 435 \text{ МПа}, \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

ε_{b2} – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035 (п. 6.1.20[2]).

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{435}{2,0 \cdot 10^5} = 0,002175;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002175}{0,0035}} = 0,493,$$

значение ξ_R можно определить по табл. 3.2 [4] или по прил.11.

Т.к. $\xi < \xi_R$, площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{1,0 \cdot 1,7 \cdot 20 \cdot 0,418 \cdot 40}{43,5} = 13,1 \text{ см}^2.$$

Если $\xi > \xi_R$, следует увеличить сечение ригеля или повысить класс бетона, или запроектировать в сжатой зоне сжатую рабочую арматуру с площадью A'_s .

Если $\xi = \xi_R = 0,493$, $x = 0,493 \cdot 40 = 19,72$ см, т.е. при $\xi \leq \xi_R$ граница сжатой зоны всегда проходит в узкой части сечения ригеля.

По найденной площади сечения растянутой арматуры по сортаменту (прил.12) подбираем 2Ø20 А500С и 2Ø22 А500С $A_{s,ef} = 13,88 \text{ см}^2$;

$$\mu\% = \frac{13,88 \cdot 100\%}{20 \cdot 40} = 1,74\%.$$

Площадь подобранной арматуры должна быть больше требуемой по расчету площади или равна ей.

Можно подобрать стержни одинакового диаметра, так чтобы площадь подобранной арматуры отличалась бы от площади требуемой арматуры незначительно.

5.4. Расчёт ригеля по прочности при действии поперечных сил

Расчёт ригеля по прочности при действии поперечных сил производится на основе модели наклонных сечений [2].

Ригель опирается на колонну с помощью консолей, скрытых в его подрезке (рис. 10), т.е. имеет место резко изменяющаяся высота сечения ригеля на опоре.

При расчёте по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность ригеля по бетонной полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечной силы и изгибающего момента.

Для ригелей с подрезками на опорах производится расчёт по поперечной силе для наклонных сечений, проходящих у опоры консоли, образованной подрезкой. При этом в расчётные формулы вводится рабочая высота h_{01} короткой консоли ригеля. Таким образом, в качестве расчётного принимаем прямоугольное сечение с размерами $b \times h_1 = 20 \times 30$ см, в котором действует поперечная сила $Q = 125,5$ кН от полной расчётной нагрузки. Рабочая высота сечения ригеля в подрезке составляет $h_{01} = 27$ см, вне подрезки (у опор) $h_0 = 42$ см, в средней части пролёта $h_0 = 40$ см.

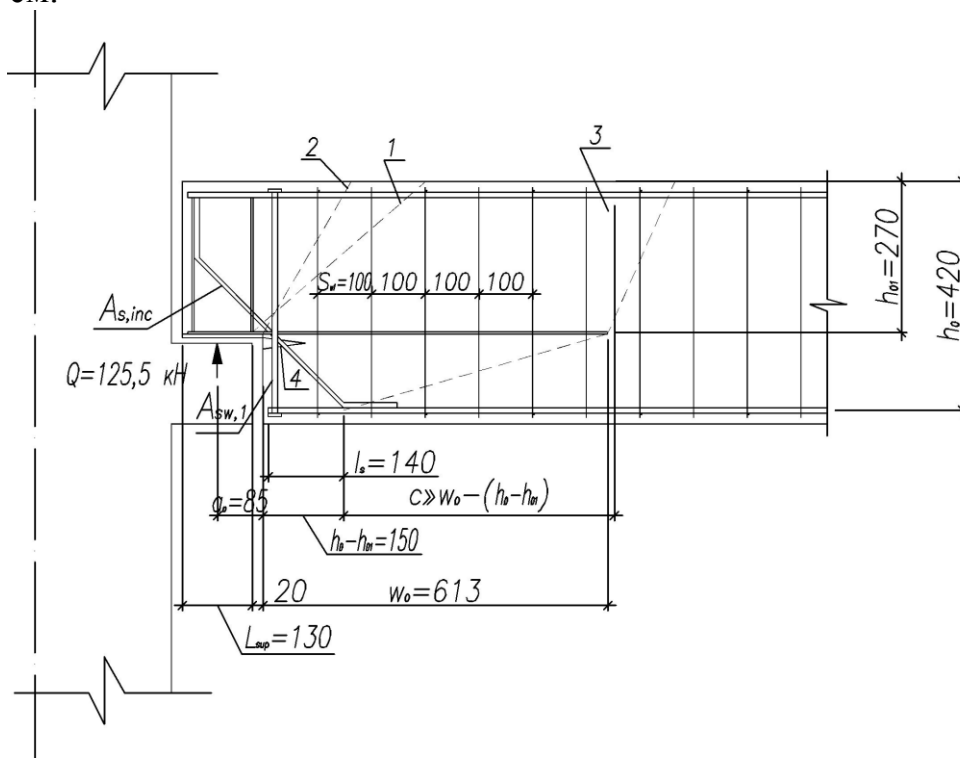


Рис.10. Наклонные сечения на приопорном участке ригеля с подрезкой:

- 1 – при расчете по поперечной силе; 2 – при расчете по изгибающему моменту,
- 3 – при расчете по изгибающему моменту вне подрезки, 4 – горизонтальная трещина отрыва у входящего угла подрезки

При диаметре нижних стержней продольной рабочей арматуры ригеля $d_s = 22$ мм с учётом требований п.10.3.12[2] назначаем поперечные стержни (хомуты) $\varnothing 8$ А400. Их шаг на приопорном участке предварительно принимаем по конструктивным соображениям $s_{w1} = 10$ см, что в соответствии с п.10.3.13[2] не превышает $0,5h_{01} = 13,5$ см и 30 см. Значения прочностных характеристик бетона класса В30, входящие в расчётные зависимости, принимаем с учётом коэффициента условий работы $\gamma_{b1} = 1,0$.

Расчёт ригеля по бетонной полосе между наклонными трещинами производится из условия (8.55[2]):

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{01},$$

где φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Проверка этого условия даёт:

$$Q=125,5 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,7 \cdot 20 \cdot 27=275,4 \text{ кН},$$

т.е. принятые размеры сечения ригеля в подрезке достаточны.

Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчёту из условия (8.1.33[2]):

$$Q \leq Q_{b,min} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01},$$

т.е. $Q=125,5 \text{ кН} > Q_{b,min}=0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 \cdot 27=31,05 \text{ кН}$, поэтому расчёт поперечной арматуры необходим.

Находим погонное усилие в хомутах для принятых выше параметров поперечного армирования $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$ (2Ø8 А400), $R_{sw} = 280 \text{ МПа}$, $s_{w1}=10 \text{ см}$:

$$q_{sw,1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{28 \cdot 1,01}{10} = 2,83 \text{ кН/см}.$$

Расчёт ригеля с рабочей поперечной арматурой по наклонному сечению производится из условия (8.56[2]):

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

где Q_b, Q_{sw} – поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении, которые находятся по формулам:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}^2}{c}; \quad Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c,$$

где c – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5 (п. 8.1.33[2]).

Подставляя эти выражения в (8.56[2]), из условия минимума несущей способности ригеля по наклонному сечению в виде $\frac{\partial Q}{\partial c} = 0$ находим наиболее опасную длину проекции наклонного сечения, равную:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}^2}{0,75 \cdot q_{sw,1}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 \cdot 27^2}{0,75 \cdot 2,83}} = 34,42 \text{ см},$$

которая должна быть не более $2h_{01} = 54 \text{ см}$. С учётом этой величины условие (8.56[2]) преобразуем к виду:

$$Q \leq \frac{1,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}^2}{c} + 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c;$$

$$Q \leq \frac{1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 \cdot 27^2}{34,42} + 0,75 \cdot 2,83 \cdot 34,42 = 146,1 \text{ кН},$$

$$125,5 \text{ кН} < 146,1 \text{ кН},$$

т.е. условие прочности ригеля по наклонному сечению в подрезке при действии поперечной силы соблюдается.

Необходимо также убедиться в том, что принятый шаг хомутов $s_{w1}=10 \text{ см}$ не превышает максимального шага хомутов $s_{w,max}$, при котором ещё обеспечивается прочность ригеля по наклонному сечению между двумя соседними хомутами, т.е.

$$s_{w1} = 10 \text{ см} < s_{w,max} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 \cdot 27^2}{125,5} \approx 13,36 \text{ см}.$$

Выясним теперь, на каком расстоянии от опор в соответствии с характером эпюры поперечных сил в ригеле шаг поперечной арматуры может быть увеличен. Примем, согласно п.10.3.13[2], шаг хомутов в средней части пролёта равным

$s_{w2}=0,75h_0=0,75 \cdot 40=30$ см, что не превышает 500 мм. Погонное усилие в хомутах для этого участка составляет:

$$q_{sw,2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{28 \cdot 1,01}{30} = 0,942 \text{ кН/см},$$

что не меньше минимальной интенсивности этого усилия, при которой поперечная арматура учитывается в расчёте:

$$q_{sw,min}=0,25\gamma_{b1}R_{bt}b = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 = 0,575 \text{ кН/см}.$$

Очевидно, что условие $q_{sw,1} > q_{sw,min}$ для опорных участков ригеля соблюдается с ещё большим запасом.

При действии на ригель равномерно распределённой нагрузки $q=g_1+V_1$ длина участка с интенсивностью усилия в хомутах $q_{sw,1}$ принимается не менее значения l_1 , определяемого по формуле:

$$l_1 = \frac{Q_{b,min}}{q} c_1 \text{ и не менее } \frac{l_0}{4};$$

где $Q_{b,min}$ – то же, что в формуле 8.133 [2], но при замене h_{01} на рабочую высоту сечения ригеля в пролёте $h_0=40$ см; c_1 – наиболее опасная длина проекции наклонного сечения для участка, где изменяется шаг хомутов; определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{\Phi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}^2}{0,75 \cdot q_{sw,1}}}$$

с заменой в ней h_{01} на h_0 , а также $q_{sw,1}$ на $q_{sw,2}$, но не более $2h_0$.

Тогда имеем:

$$Q_{b,min}=0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 \cdot 40=46,0 \text{ кН};$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,115 \cdot 20 \cdot 40^2}{0,75 \cdot 0,942}} = 88,39 \text{ см}.$$

Поскольку $c_1 > 2h_0=80$ см, то принимаем $c_1=80$ см;

$q=g+V=43,8$ кН/м= $0,438$ кН/см, тогда:

$$l_1 = \frac{125,5 - 46,0}{0,438} - 80 = 101,5 \text{ см}.$$

В ригелях с подрезками у концов последних устанавливаются дополнительные хомуты и отгибы для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки (рис.10). Эти хомуты и отгибы должны удовлетворять условию прочности:

$$R_{sw}A_{sw,1} + R_{sw}A_{s,inc} \sin \theta \geq Q \left(1 - \frac{h_{01}}{h_0} \right);$$

здесь h_{01}, h_0 – рабочая высота сечения ригеля соответственно в короткой консоли подрезки и вне её.

Для рассматриваемого примера со сравнительно небольшим значением поперечной силы примем дополнительные хомуты у конца подрезки в количестве $2\emptyset 12$ А500С с площадью сечения $A_{sw,1}=2,26$ см², отгибы использовать не будем. Тогда проверка условия прочности даёт:

$$30 \cdot 2,26 = 67,8 \text{ кН} > 125,5 \cdot \left(1 - \frac{27}{42}\right) = 44,8 \text{ кН},$$

т.е. установленных дополнительных хомутов достаточно для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки.

Расчёт по прочности наклонного сечения, проходящего через входящий угол подрезки, на действие изгибающего момента производится из условия:



где M – момент в наклонном сечении с длиной проекции « c » на продольную ось элемента; M_s , M_{sw} , $M_{s,inc}$ – моменты, воспринимаемые соответственно продольной и поперечной арматурой, а также отгибами, пересекаемыми рассматриваемым наклонным сечением, относительно противоположного конца наклонного сечения (в отсутствии отгибов $M_{s,inc} = 0$).

В нашем случае продольная арматура короткой консоли подрезки представлена горизонтальными стержнями, привариваемыми к опорной закладной детали ригеля, что обеспечивает её надёжную анкеровку на опоре, а значит и возможность учёта с полным расчётным сопротивлением. Примем эту арматуру в количестве $2\text{Ø}12 \text{ A500C}$ с площадью сечения $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ и расчётным сопротивлением $R_s = 435 \text{ МПа}$.

Невыгоднейшее значение « c » определим по формуле:

$$c = \frac{Q - R_{sw} A_{sw,1}}{q_{sw} + q} = \frac{125,5 - 30 \cdot 2,26}{2,83 + 0,438} = 17,7 \text{ см},$$

$$M = Q(a_0 + c) = 125,5 \cdot (8,5 + 17,6) \cdot 10^{-2} = 32,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_s = R_s A_s z_s = 43,5 \cdot 2,26 \cdot 0,24 = 23,6 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ при } z_s = h_{01} - a' = 27 - 3 = 24 \text{ см};$$

$$M_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 + R_{sw} A_{sw} (c - a_1) = \\ = 0,5 \cdot 2,83 \cdot 17,7^2 + 30 \cdot 2,26 \cdot (17,7 - 3) = 1440 \text{ кН} \cdot \text{см} = 14,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Подставляя найденные значения, получаем:

$$M = 32,8 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_s + M_{sw} = 23,6 + 14,4 = 38,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность рассматриваемого наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

Определим необходимую длину заведения продольной растянутой арматуры за конец подрезки по формуле:

$$w_0 = \frac{2(Q - R_{sw} A_{sw,1})}{q_{sw,1}} + a_0 + 10d = \frac{2(125,5 - 30 \cdot 2,26)}{2,83} + 8,5 + 10 \cdot 1,2 = 61,3 \text{ см},$$

что не меньше базовой (основной) длины анкеровки, равной:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{435 \cdot 1,131}{2,875 \cdot 3,77} = 45,4 \text{ см},$$

где R_{bond} – расчётное сопротивление сцепления арматуры с бетоном:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,15 = 2,875 \text{ МПа}.$$

Выясним необходимость устройства анкеров для нижнего ряда продольной арматуры ригеля. Для этого выполним расчёт по прочности наклонного сечения, расположенного вне подрезки и начинающегося на расстоянии $h_0 - h_{01} = 42 - 27 = 15 \text{ см}$ от торца ригеля, на действие изгибающего момента; то-

гда расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого сечения $l_s = 15 - 1 = 14$ см.

При пересечении наклонного сечения с продольной растянутой арматурой, не имеющей анкеров в пределах зоны анкеровки, усилие в этой арматуре N_s определяется по формуле [4]:

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 43,5 \cdot 6,28 \cdot \frac{14}{75,6} = 50,6 \text{ кН},$$

где l_{an} – длина зоны анкеровки арматуры, равная $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 37,8 \cdot 2 = 75,6$ см, здесь $\lambda_{an} = \frac{R_s}{4R_{bond}} \alpha = \frac{435}{4 \cdot 2,875} \cdot 1,0 = 37,8$,

α – коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки арматуры и при отсутствии обжатия принимаемый равным 1,0.

Учитывая, что в пределах длины $l_s = 14$ см к стержням нижнего ряда продольной арматуры приварены 2 вертикальных и 1 горизонтальный стержень Ø8A400, увеличим усилие N_s на величину:

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_{sw}^2 R_{bt} = 0,7 \cdot 4 \cdot 150 \cdot 8^2 \cdot 1,0 \cdot 1,15 = 30912 \text{ Н} = 30,91 \text{ кН},$$

здесь φ_w – коэффициент, зависящий от диаметра хомутов d_{sw} и принимаемый по таблице прил.24, n_w – количество приваренных стержней по длине l_s .

Тогда $\sigma_s A_s = N_s + N_w = 50,6 + 30,9 = 81,5$ кН.

Определим высоту сжатой зоны бетона (без учёта сжатой арматуры):

$$x = \frac{\sigma_s A_s}{\gamma_{bt} R_b b} = \frac{81,5}{1,0 \cdot 1,7 \cdot 20} = 2,4 \text{ см} < 2a' = 6 \text{ см}, \text{ т.е. } z_s = h_0 - a' = 42 - 3 = 39 \text{ см}.$$

Невыгоднейшее значение «с» равно:

$$c = \frac{Q}{q_{sw} + q} = \frac{125,5}{2,83 + 0,438} = 38,4 \text{ см} < w_0 - (h_0 - h_{01}) = 61,3 - (42 - 27) = 46,3 \text{ см},$$

т.е. при таком значении «с» наклонное сечение пересекает продольную арматуру короткой консоли. Принимаем конец наклонного сечения в конце указанной арматуры, т.е. на расстоянии $w_0 = 61,3$ см от подрезки, при этом $c = 46,3$ см.

Расчётный момент M в сечении, проходящем через конец наклонного сечения, равен:

$$M = Q(a_0 + w_0) - 0,5q(a_0 + w_0)^2 = 125,5 \cdot (8,5 + 61,3) - 0,5 \cdot 0,438 \cdot (8,5 + 61,3)^2 = 7692,9 \text{ кН} \cdot \text{см} = 76,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Проверяем условие:

$$M = 76,93 \text{ кН} \cdot \text{м} > \sigma_s A_s z_s + 0,5q_{sw} c^2 = 81,5 \cdot 39 + 0,5 \cdot 2,83 \cdot 46,3^2 = 6212 \text{ кН} \cdot \text{см} = 62,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку условие прочности по рассматриваемому наклонному сечению не соблюдается, необходимы дополнительные мероприятия по анкеровке концов стержней нижнего ряда продольной арматуры ригеля или устройство отгибов у входящего угла подрезки. Примем два отгиба из стержней Ø12 A500C сечением $A_{s,inc} = 2,26 \text{ см}^2$, что позволяет создать дополнительный момент в наклонном сечении, равный:

$$M_{s,inc} = R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc} = 30 \cdot 2,26 \cdot 0,603 = 40,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $z_{s,inc} = z_s \cos \theta + (c - a_1) \sin \theta = 39 \cdot 0,707 + 46,3 \cdot 0,707 = 60,3$ см,

здесь $a_1 \approx 0$, т.к. начало рассматриваемого наклонного сечения и начало отгиба в растянутой зоне практически совпадают. Проверка условия даёт:

$$M = 76,93 \text{ кН} \cdot \text{м} < \sigma_s A_s z_s + 0,5 q_{sw} c^2 + R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc} = \\ = 62,12 + 40,9 = 103,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Таким образом, установка отгибов позволяет обеспечить соблюдение условия прочности по наклонному сечению вне подрезки.

5.5. Построение эпюры материалов

Продольная рабочая арматура в пролете 2Ø20 А500С и 2Ø22 А500С. Площадь этой арматуры A_s определена из расчета на действие максимального изгибающего момента в середине пролета. В целях экономии арматуры по мере уменьшения изгибающего момента к опорам два стержня обрываются в пролете, а два других доводятся до опор. Если продольная рабочая арматура разного диаметра, то до опор доводятся два стержня большего диаметра.

Площадь рабочей арматуры $A_{s,ef} = 13,88 \text{ см}^2$. Определяем изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с полной запроектированной арматурой 2Ø20 А500С и 2Ø22 А500С ($A_s = 13,88 \text{ см}^2$).

Из условия равновесия:

$$R_s \cdot A_s = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x, \quad \text{где } x = \xi \cdot h_0;$$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_{s,ef}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0};$$

$$R_s = 435 \text{ МПа} = 43,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_b = 17,0 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\xi = \frac{43,5 \cdot 13,88}{1,0 \cdot 1,7 \cdot 20 \cdot 40} = 0,444;$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,444 \cdot 40 = 17,76 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля, определяется из условия равновесия:

$$M = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x);$$

$$M_{(2\text{Ø}20+2\text{Ø}22)} = 43,5 \cdot 13,88 \cdot (40 - 0,5 \cdot 17,76) = 18789,6 \text{ кН} \cdot \text{см} = 188 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$188 \text{ кН} \cdot \text{м} > 179,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то есть больше действующего изгибающего момента от полной нагрузки, это значит, что прочность сечения обеспечена.

До опоры доводятся 2Ø22 А500С, $h_0 = 45 - 3 = 42$ см (см. рис. 11), $A_s = 7,6 \text{ см}^2$.

$$\xi = \frac{43,5 \cdot 7,6}{1,0 \cdot 1,7 \cdot 20 \cdot 42} = 0,232;$$

$$x_1 = \xi \cdot h_0 = 0,232 \cdot 42 = 9,72 \text{ см.}$$

Определяем изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с рабочей арматурой в виде двух стержней, доводимых до опоры

$$M_{(2\text{Ø}22)} = R_s \cdot A_{s(2\text{Ø}22)} (h_0 - 0,5x_1);$$

$$M_{(2\text{Ø}22)} = 43,5 \cdot 7,6 \cdot (42 - 0,5 \cdot 9,72) = 12278 \text{ кН} \cdot \text{см} = 123 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Откладываем в масштабе на эпюре моментов полученные значения изгибающих моментов $M_{(2\text{Ø}20+2\text{Ø}22)}$ и $M_{(2\text{Ø}22)}$ и определяем место теоретического обрыва

рабочей арматуры – это точки пересечения эпюры моментов с горизонтальной линией, соответствующей изгибающему моменту, воспринимаемому сечением ригеля с рабочей арматурой в виде двух стержней $M_{(2\varnothing22)}$ (рис. 12).

Эпюра моментов для этого должна быть построена точно с определением значений изгибающих моментов в $\frac{1}{8}$, в $\frac{2}{8}$ и в $\frac{3}{8}$ пролета.

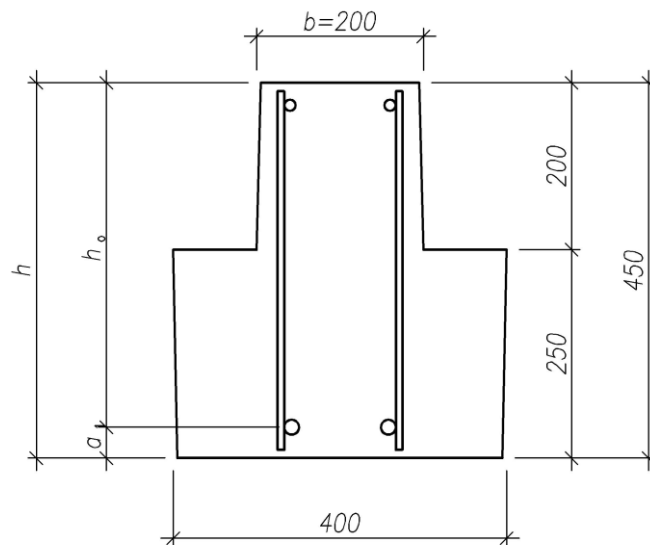


Рис.11. Расчетное сечение ригеля в месте обрыва арматуры

Изгибающий момент в любом сечении ригеля определяется по формуле

$$M_x = R_A \cdot x - \frac{(g + V) \cdot x^2}{2}, \quad \text{где } R_A \text{ – опорная реакция, } x \text{ – текущая координата.}$$

та.

$$R_A = \frac{(g + V)l_0}{2} = Q = 125,5 \text{ кН.}$$

$$\text{При } x = \frac{1}{8}l_0 = 0,716 \text{ м; } M_{\frac{1}{8}} = 125,5 \cdot 0,716 - \frac{43,8 \cdot 0,716^2}{2} = 78,6 \text{ кНм.}$$

$$\text{При } x = \frac{2}{8}l_0 = 1,433 \text{ м; } M_{\frac{2}{8}} = 125,5 \cdot 1,433 - \frac{43,8 \cdot 1,433^2}{2} = 134,8 \text{ кНм.}$$

$$\text{При } x = \frac{3}{8}l_0 = 2,149 \text{ м; } M_{\frac{3}{8}} = 125,5 \cdot 2,149 - \frac{43,8 \cdot 2,149^2}{2} = 168,5 \text{ кНм.}$$

Длина анкеровки обрывааемых стержней определяется по следующей зависимости:

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d \geq 15d, \quad \text{где } d \text{ – диаметр обрываемой арматуры.}$$

Поперечная сила Q определяется графически в месте теоретического обрыва, в данном случае $Q = 70$ кН.

Поперечные стержни $\varnothing 8$ А400 $R_{sw} = 285$ МПа с $A_{sw} = 1,01$ см² в месте теоретического обрыва имеют шаг 10 см:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{28,5 \cdot 1,01}{10} = 2,88 \text{ кН/см};$$

$$W = \frac{70}{2 \cdot 2,88} + 5 \cdot 2,0 = 22,2 \text{ см, что меньше } 15d = 15 \cdot 2,0 = 30 \text{ см.}$$

Принимаем $W = 30 \text{ см}$.

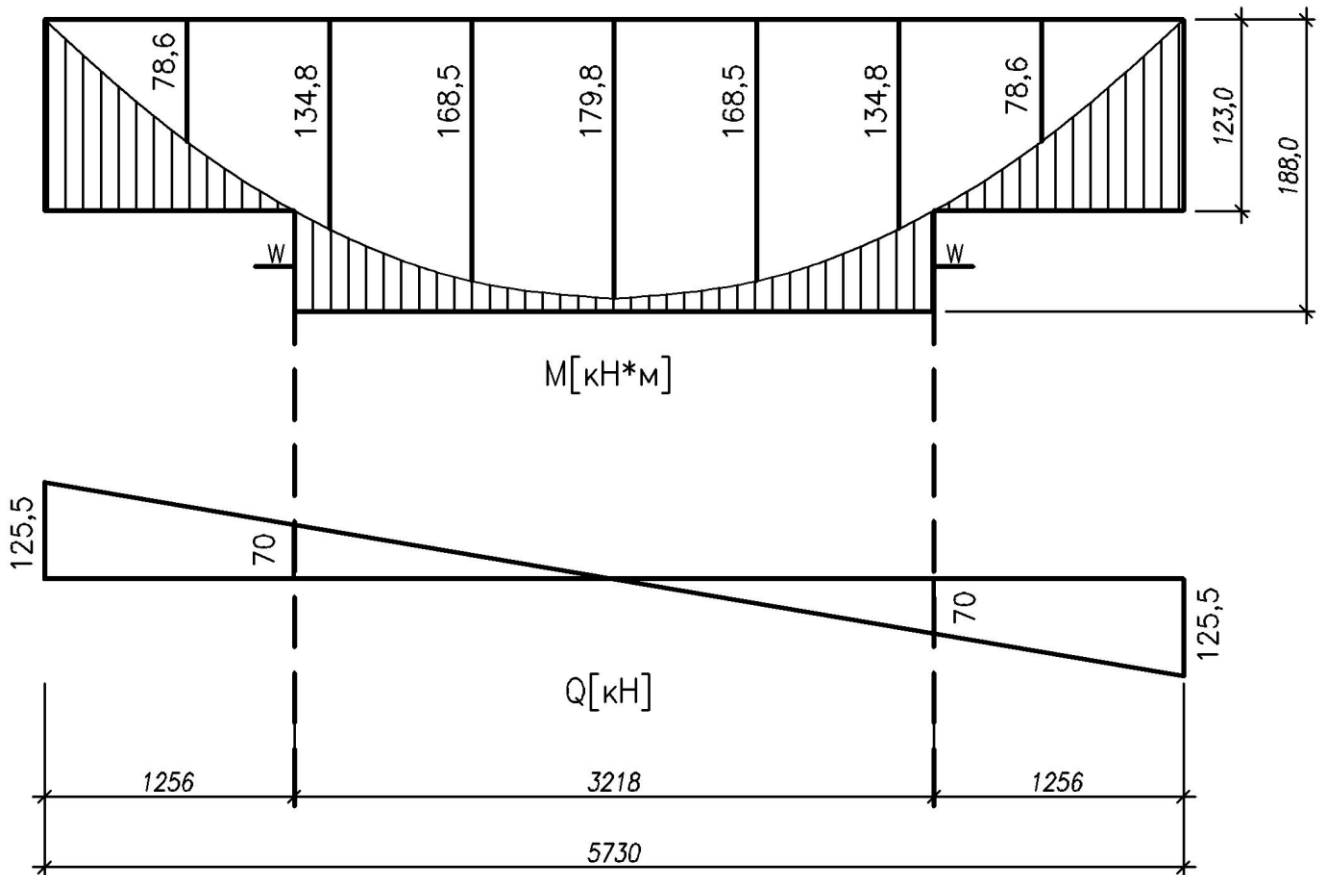


Рис.12. Эпюра материалов

Место теоретического обрыва арматуры можно определить аналитически. Для этого общее выражение для изгибающего момента нужно приравнять моменту, воспринимаемому сечением ригеля с арматурой 2Ø22 А500:

$$M_{(2\text{Ø}22)} = 123 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$125,5x - 21,9x^2 = 123;$$

$$x^2 - 5,73x + 5,62 = 0;$$

$$x_{1,2} = 2,865 \pm \sqrt{2,865^2 - 5,62} = 2,865 \pm 1,609;$$

$$x_1 = 1,256 \text{ м}; \quad x_2 = 4,474 \text{ м}.$$

Это точки теоретического обрыва арматуры.

Длина обрываемого стержня будет равна $4,474 - 1,256 + 2 \cdot 0,3 = 3,818 \text{ м}$. Принимаем длину обрываемого стержня 4 м (будет уточняться при конструировании).

Определяем аналитически величину поперечной силы в месте теоретического обрыва арматуры:

$$Q = \frac{(q \cdot x) \cdot 0}{2} - (q \cdot x);$$

$$Q = \frac{43,8 \cdot 5,73}{2} - 43,8 \cdot 1,256 = 70,5 \text{ кН.}$$

Графически поперечная сила была принята 70 кН с достаточной степенью точности.

6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ

Для проектируемого 16-этажного здания принята сборная железобетонная колонна сечением 40×40 см.

Для колонн применяется тяжелый бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, а для сильно нагруженных – не ниже В25. Армируются колонны продольными стержнями диаметром 16 ... 40 мм из горячекатаной стали А400, А500С и поперечными стержнями преимущественно из горячекатаной стали класса А240.

6.1. Исходные данные

Нагрузка на 1 м² перекрытия принимается такой же, как и в предыдущих расчетах (см. табл. 3). Сбор нагрузки на 1 м² покрытия представлен в табл. 5.

Таблица 5

Нагрузка на 1 м² покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка ($\gamma_f = 1$), кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка ($\gamma_f > 1$), кН/м ²
Гидроизоляционный ковер (3 слоя)	0,150	1,3	0,195
Армированная цементно-песчаная стяжка, $\delta = 40$ мм, $\rho = 2200$ кг/м ³	0,880	1,3	1,144
Керамзит по уклону, $\delta = 100$ мм, $\rho = 600$ кг/м ³	0,600	1,3	0,780
Утеплитель – минераловатные плиты, $\delta = 150$ мм, $\rho = 150$ кг/м ³	0,225	1,2	0,270
Пароизоляция 1 слой	0,050	1,3	0,065
Многослойная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta = 220$ мм	3,400	1,1	3,740
Постоянная нагрузка (g_{roof})	5,305		6,194
Временная нагрузка – снеговая*: $S = S_g$	1,8 · 0,7 = 1,260	–	1,8
в том числе длительная часть снеговой нагрузки S_l	0,88	–	1,26
Полная нагрузка ($g_{roof} + S$)	6,565		7,994

* Полная кратковременная снеговая нагрузка и коэффициент μ принимаются по СП 20.13330.2011 или по прил.16.

Материалы для колонны:

Бетон – тяжелый класса по прочности на сжатие В50, расчетное сопротивление при сжатии $R_b = 27,5$ МПа (табл. 6.8[2], прил. 4).

Арматура:

- продольная рабочая класса А500С (диаметр 16 ...40 мм), расчётное сопротивление $R_s = R_{sc} = 435$ МПа (табл. 6.14[2], прил. 7),
- поперечная – класса А240.

6.2. Определение усилий в колонне

Рассчитывается средняя колонна подвального этажа высотой $h_{fl} = 2,8$ м. Высота типового этажа h_{fl} также равна 2,8 м.

Грузовая площадь колонны $A = 6 \times 6,3 = 37,8$ м².

Продольная сила N , действующая на колонну, определяется по формуле:

$$N = \gamma_n(g + V_p + \varphi_3 V_0) n \cdot A + g_b(n + 1) + g_{col}(n + 1) + \gamma_n(g_{roof} + S)A,$$

где n – количество этажей. В нашем случае $n = 16$; A – грузовая площадь; g , V_p , V_0 – соответственно постоянная и временная нагрузки на 1 м² перекрытия по табл. 3.

Согласно табл. 3, $g = 4,7$ кН/м²; $V_p = 0,6$ кН/м²; $V_0 = 1,95$ кН/м²;

g_{roof} – постоянная нагрузка на 1 м² покрытия по табл. 5 ($g_{roof} = 6,194$ кН/м²);

S – полная снеговая нагрузка на 1 м² покрытия по табл. 5;

g_b – собственный вес ригеля с учетом γ_f и γ_n длиной $(6,3 - 0,4) = 5,9$ м;

$g_b = 3,85 \cdot 5,9 = 22,72$ кН;

3,85 кН/м – погонная нагрузка от собственного веса ригеля (см. расчет ригеля);

g_{col} – собственный вес колонны;

$g_{col} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \rho \cdot A_{col} \cdot h_{fl} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 2500(10^{-2}) \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,8 = 12,32$ кН;

φ_3 – коэффициент сочетаний (коэффициент снижения временных нагрузок в зависимости от количества этажей), определяемый по формуле (8.3[1]):

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}},$$

где $\varphi_1 = 0,69$ (см. расчет ригеля); $\varphi_3 = 0,4 + \frac{0,693 - 0,4}{\sqrt{16}} = 0,473$;

$N = 1,0 \cdot (4,7 + 0,6 + 0,473 \cdot 1,95) \cdot 16 \cdot 37,8 + 22,72 \cdot (16 + 1) + 12,32 \cdot (16 + 1) + 1,0 \cdot (6,194 + 1,8) \cdot 37,8 = 4661,1$ кН.

6.3. Расчет колонны по прочности

Расчет по прочности колонны производится как внецентренно сжатого элемента со случайным эксцентриситетом e_a :

$$e_a = \frac{1}{30} h_{col} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см}; \quad e_a = \frac{h_{fl}}{600} = \frac{280}{600} = 0,47 \text{ см}; \quad e_a = 1 \text{ см}.$$

Однако расчет сжатых элементов на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом $e_0 = e_a = \frac{h_{col}}{30} = 1,33$ см при гибкости $l_0/h_{col} < 20$, допускается производить из условия (8.1.16[2]):

$$N \leq N_{ult},$$

где N_{ult} – предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент определяемое по формуле (8.1.16[2]):

$$N_{ult} \leq \varphi \cdot (\gamma_{b1} R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}) \text{ где } A_b \text{ – площадь сечения колонны;}$$

$A_{s,tot}$ – площадь всей продольной арматуры в сечении колонны;

l_0 – расчетная длина колонны подвала с шарнирным опиранием в уровне 1-го этажа и с жесткой заделкой в уровне фундамента;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию.

$$l_0 = 0,7(h_{fl} + 15 \text{ см}) = 0,7(280 + 15) = 206,5 \text{ см;}$$

$$l_0/h_{col} = 206,5/40 = 5,16 < 20; A_b = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2.$$

φ – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл. 8.1.[2] или по прил.17, в зависимости от гибкости колонны.

При $l_0/h_{col} = 5,16$, коэффициент $\varphi = 0,92$.

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - \gamma_{b1} R_b A_b}{R_s} = \frac{\frac{4661,1}{0,92} - 1,0 \cdot 27,5 \cdot (10^{-1}) \cdot 1600}{435 \cdot (10^{-1})} = 15,32 \text{ см}^2.$$

Из условия ванной сварки выпусков продольной арматуры при стыке колонн, минимальный ее диаметр должен быть не менее 20 мм.

Принимаем 4Ø25 А500С $A_{s,ef} = 19,64 \text{ см}^2$.

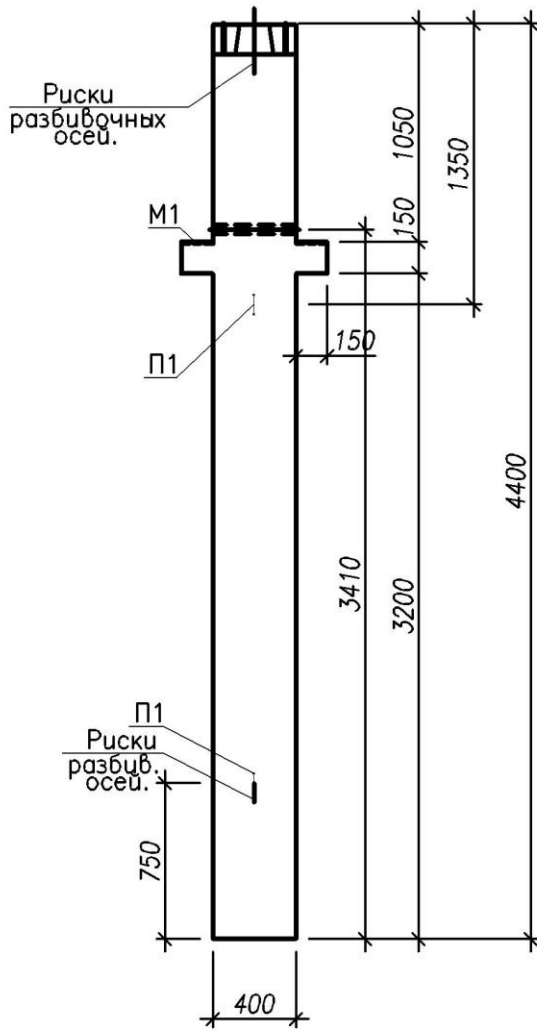
$$\mu = \frac{19,64}{1600} \cdot 100\% = 1,22\% > 0,2\%, \text{ т.к. } l_0/h_{col} \approx 5.$$

Диаметр поперечной арматуры принимаем Ø8 А240 (из условия сварки с продольной арматурой). Шаг поперечных стержней $s = 350$ мм, что удовлетворяет конструктивным требованиям (п.10.3.14[2]): $s \leq 15d = 15 \cdot 25 = 375$ мм и $s \leq 500$ мм.

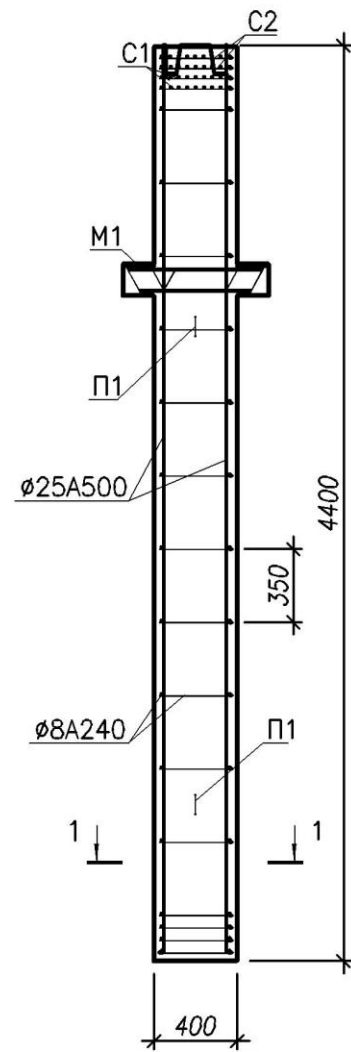
Если $\mu > 3\%$, то шаг поперечных стержней должен быть $s \leq 10d$ и $s \leq 300$ мм.

Армирование колонны показано на рис.13.

а)



б)



1-1

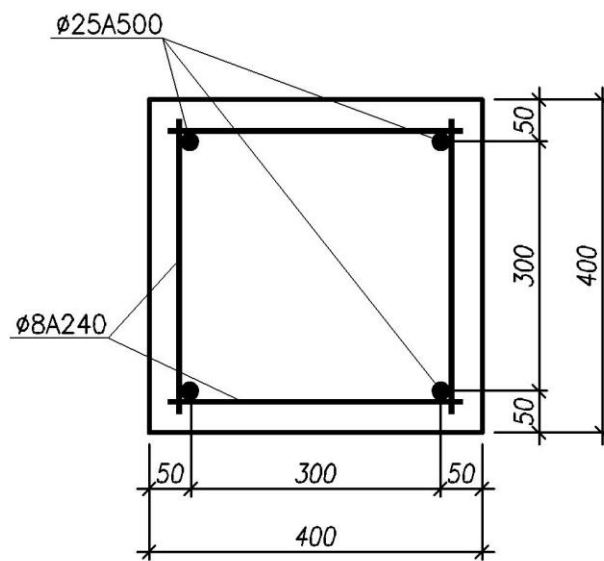


Рис.13. Колонна К-1:
а – опалубка колонны, б – схема армирования

7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

7.1. Исходные данные

Грунты основания – пески средней плотности, условное расчётное сопротивление грунта $R_0 = 0,35 \text{ МПа} = 0,035 \text{ кН/см}^2 = 350 \text{ кН/м}^2$.

Бетон тяжелый класса В25. Расчетное сопротивление растяжению $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$, $\gamma_{b1} = 0,9$. Арматура класса А500С, $R_s = 435 \text{ МПа} = 43,5 \text{ кН/см}^2$.

Вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах

$$\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3.$$

Высоту фундамента предварительно принимаем 90 см. С учётом пола подвала глубина заложения фундамента $H_1 = 105 \text{ см}$. Расчетное усилие, передающееся с колонны на фундамент, $N = 4661,1 \text{ кН}$. Нормативное усилие

$$N_n = N/\gamma_{fm} = 4661,1/1,15 = 4053,1 \text{ кН};$$

где $\gamma_{fm} = 1,15$ – усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке.

7.2. Определение размера стороны подошвы фундамента

Площадь подошвы центрально нагруженного фундамента определяется по условному давлению на грунт R_0 без учета поправок в зависимости от размеров подошвы фундамента и глубины его заложения

$$A = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1} = \frac{4053,1}{350 - 20 \cdot 1,05} = 12,32 \text{ м}^2.$$

Размер стороны квадратной подошвы фундамента: $a = \sqrt{A} = \sqrt{12,32} = 3,51 \text{ м}$.

Принимаем $a = 3,6 \text{ м}$ (кратно 0,3 м).

Давление на грунт от расчетной нагрузки:

$$p = \frac{N}{a^2} = \frac{4661,1}{3,6^2} = 359,7 \text{ кН/м}^2 > R_0 = 350 \text{ кН/м}^2,$$

следовательно, увеличиваем размер стороны подошвы фундамента до $a = 3,9 \text{ м}$. Тогда давление на грунт от расчетной нагрузки:

$$p = \frac{N}{a^2} = \frac{4661,1}{3,9^2} = 306,4 \text{ кН/м}^2 < R_0 = 350 \text{ кН/м}^2.$$

7.3. Определение высоты фундамента

Рабочая высота фундамента из условия продавливания

$$h_0 = -\frac{2h_{col}}{4} + 0,5 \sqrt{\frac{N}{\gamma_{b1} R_{bt} + p}};$$

$$h_0 = -0,2 + 0,5 \sqrt{\frac{4661,1}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 + 306,4}} = -0,2 + 0,965 = 0,765 \text{ м}.$$

Полная высота фундамента устанавливается из условий:

- 1) продавливания $H_f = (h_0 + 0,05) = 0,765 + 0,05 = 0,815 \text{ м}$;
- 2) заделки колонны в фундаменте:

$$H_f = 1,5h_{col} + 0,25(\text{м}) = 1,5 \cdot 0,4 + 0,25 = 0,85 \text{ м};$$

3) анкеровки сжатой арматуры колонны $H_f = h_{an} + 0,25(\text{м})$.

Базовая длина анкеровки, необходимая для передачи усилия в арматуре с полным расчетным сопротивлением R_s на бетон, определяется по формуле [2]:

$$h_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} U_s},$$

где A_s и U_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения (в нашем случае для арматуры $\varnothing 25$, $A_s = 4,909 \text{ см}^2$; $U_s = \pi d = 3,14 \cdot 2,5 = 7,85 \text{ см}$);

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки

$$R_{bond} = \gamma_{b1} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры. Для горячекатаной арматуры периодического профиля $\eta_1 = 2,5$;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

1,0 – при диаметре продольной арматуры $d_s \leq 32 \text{ мм}$;

0,9 – при $d_s = 36 \text{ мм}$ и $d_s = 40 \text{ мм}$.

$$R_{bond} = 0,9 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,05 = 2,36 \text{ МПа}$$

$$h_{0,an} = \frac{435 \cdot 4,909}{2,36 \cdot 7,85} = 115,27 \text{ см.}$$

Требуемая расчетная длина анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяется по формуле [2]:

$$h_{an} = \alpha h_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

где $A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная (для нашего случая $A_{s,cal} = 15,32 \text{ см}^2$; $A_{s,ef} = 19,64 \text{ см}^2$);

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры. Для сжатых стержней периодического профиля $\alpha = 0,75$. Тогда:

$$h_{an} = 0,75 \cdot 115,27 \cdot \frac{15,32}{19,64} = 67,4 \text{ см.}$$

Кроме того, согласно требованиям [2], фактическую длину анкеровки необходимо принимать $h_{an} \geq 0,3h_{0,an} = 0,3 \cdot 115,27 = 34,58 \text{ см}$;

$$h_{an} \geq 15d_s = 15 \cdot 2,5 = 37,5 \text{ см}; \quad h_{an} \geq 20 \text{ см.}$$

Из четырех величин принимаем максимальную длину анкеровки, т.е.

$$h_{an} = 67,4 \text{ см.}$$

Следовательно, из условия анкеровки арматуры

$$H_f = 67,4 + 25 = 92,4 \text{ см.}$$

Принимаем трехступенчатый фундамент общей высотой 105 см и с высотой ступеней 30 см, 30 см и 45 см. При этом ширина первой ступени $a_1 = 1,5 \text{ м}$, а второй $a_2 = 2,7 \text{ м}$.

Проверяем, отвечает ли рабочая высота нижней ступени $h_{03} = 45 - 5 = 40$ см условию прочности при действии поперечной силы без поперечного армирования в наклонном сечении. Для единицы ширины этого сечения ($b = 100$ см) должно выполняться условие:

$$Q = pl \leq Q_{b,min} = 0,5\gamma_{b1}R_{bt}h_{03}b.$$

Поперечная сила от давления грунта:

$$Q = pl = 0,5(a - a_2 - 2h_{03})p,$$

где a – размер подошвы фундамента;

$$h_{03} = 45 - 5 = 40 \text{ см};$$

p – давление на грунт от расчетной нагрузки (на единицу длины).

$$Q = 0,5(3,9 - 2,7 - 2 \cdot 0,4) \cdot 306,4 = 61,3 \text{ кН};$$

$$Q = 61,3 \text{ кН} < Q_{b,min} = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,0 = 210 \text{ кН} - \text{прочность обеспечена.}$$

7.4. Расчет на продавливание

Проверяем нижнюю ступень фундамента на прочность против продавливания.

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производится из условия (8.87[2]) $F \leq F_{b,ult}$, где $F_{b,ult}$ – предельное усилие воспринимаемое бетоном.

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1}R_{bt}A_b,$$

где F – продавливающая сила, принимаемая равной продольной силе в колонне подвального этажа на уровне обреза фундамента за вычетом нагрузки, создаваемой реактивным отпором грунта, приложенным к подошве фундамента в пределах площади с размерами, превышающими размер площадки опирания (в данном случае второй ступени фундамента $a_2 \times a_2 = 2,7 \cdot 2,7$ м) на величину h_0 во всех направлениях; A_b – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения силы N с рабочей высотой сечения h_0 . В нашем случае $h_0 = h_{03} = 0,4$ м.

Площадь A_b определяется по формуле:

$$A_b = U \cdot h_{03},$$

где U – периметр контура расчетного сечения (см. рис.14);

$$U = (a_2 + 2 \cdot 0,5h_{03}) \cdot 4 = (2,7 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,4) \cdot 4 = 12,4 \text{ м.}$$

Площадь расчётного поперечного сечения $A_b = 12,4 \cdot 0,4 = 4,96 \text{ м}^2$.

Продавливающая сила равна:

$$F = N - p \cdot A_1,$$

здесь $p = 306,4 \text{ кН/м}^2$ – реактивный отпор грунта,

A_1 – площадь основания продавливаемого фрагмента нижней ступени фундамента в пределах контура расчётного поперечного сечения, равная:

$$A_1 = (a_2 + 2 \cdot 0,5 \cdot h_{03})^2 = (2,7 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,4)^2 = 9,61 \text{ м}^2.$$

$$F = N - p \cdot A_1 = 4661,1 - 306,4 \cdot 9,61 = 1716,6 \text{ кН.}$$

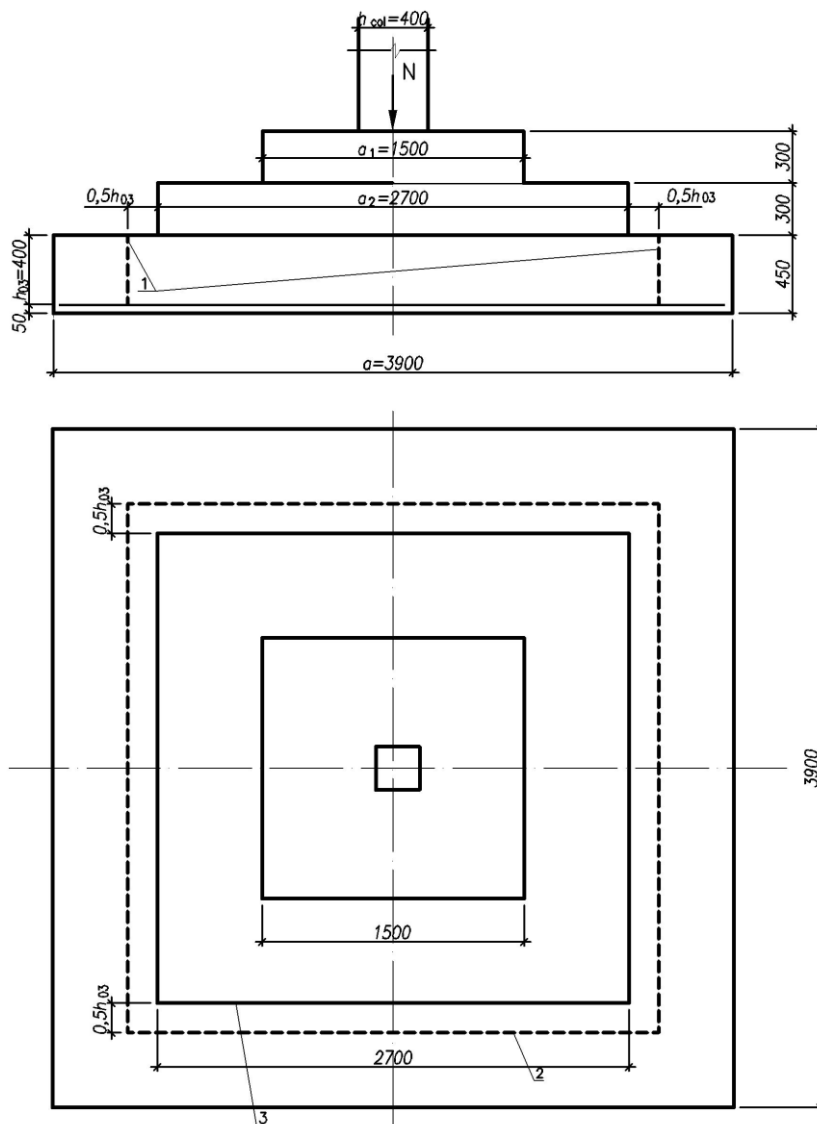


Рис.14. Схемы к расчету фундамента на продавливание
 1 – расчетное поперечное сечение, 2 – контур поперечного сечения, 3 – контур площадки приложения нагрузки

Проверка условия (8.87[2]) показывает:

$$F=1716,6 \text{ кН} < 1,0 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 4,96 = 5208 \text{ кН},$$

т.е. прочность нижней ступени фундамента против продавливания обеспечена.

7.5. Определение площади арматуры подошвы фундамента

Подбор арматуры производим в 3-х вертикальных сечениях фундамента, что позволяет учесть изменение параметров его расчётной схемы, в качестве которой принимается консольная балка, нагруженная действующим снизу вверх равномерно распределенным реактивным отпором грунта. Для рассматриваемых сечений вылет и высота сечения консоли будут разными, поэтому выявить наиболее опасное сечение можно только после определения требуемой площади арматуры в каждом из них (см. рис.15).

Сечение I-I

$$M_{I-I} = 0,125p \cdot (a - h_{col})^2 \cdot a = 0,125 \cdot 306,4 \cdot (3,9 - 0,4)^2 \cdot 3,9 = 1829,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Площадь сечения арматуры определяем по формуле:

$$A_{sI} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{1829,8 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 100 \cdot 435 \cdot 10^2} = 46,74 \text{ см}^2.$$

Сечение II-II

$$M_{II-II} = 0,125p \cdot (a - a_1)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 306,4 \cdot (3,9 - 1,5)^2 \cdot 3,9 = 860,4 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{860,4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 70 \cdot 435 \cdot 10^2} = 31,39 \text{ см}^2.$$

Сечение III-III

$$M_{III-III} = 0,125p \cdot (a - a_2)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 306,4 \cdot (3,9 - 2,7)^2 \cdot 3,9 = 215,09 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$A_{sIII} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{215,09 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 40 \cdot 435 \cdot 10^2} = 13,74 \text{ см}^2.$$

Из трёх найденных значений подбор арматуры производим по максимальному значению, т.е. $A_{s,max} = 46,74 \text{ см}^2$.

Шаг стержней принимается от 150 мм до 300 мм (кратно 50 мм). При ширине подошвы фундамента $a \leq 3$ м минимальный диаметр стержней $d_{min} = 10$ мм, при $a > 3$ м $d_{min} = 12$ мм.

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях арматурой из стержней $\text{Ø}18 \text{ A500}$ с шагом 200 мм.

Имеем $20\text{Ø}18 \text{ A500C}$ с $A_s = 50,9 \text{ см}^2 > A_{sI} = A_{s,max} = 46,74 \text{ см}^2$.

Процент армирования μ :

$$\text{- в сечении I-I: } \mu_1 = \frac{A_s}{a_1 h_{01}} \cdot 100\% = \frac{50,9}{150 \cdot 100} \cdot 100\% = 0,34\% > 0,1\%;$$

$$\text{- в сечении II-II: } \mu_2 = \frac{A_s}{a_2 h_{02}} \cdot 100\% = \frac{50,9}{270 \cdot 70} \cdot 100\% = 0,27\% > 0,1\%;$$

$$\text{- в сечении III-III: } \mu_3 = \frac{A_s}{a_3 h_{03}} \cdot 100\% = \frac{50,9}{390 \cdot 40} \cdot 100\% = 0,33\% > 0,1\%.$$

Так как во всех сечениях $\mu_i > \mu_{min} = 0,1\%$, количество принятой арматуры оставляем без изменений. В случае $\mu_i < \mu_{min} = 0,1\%$, диаметр принятой арматуры следует увеличить или уменьшить ее шаг.

Конструкция фундамента приведена на рис.15.

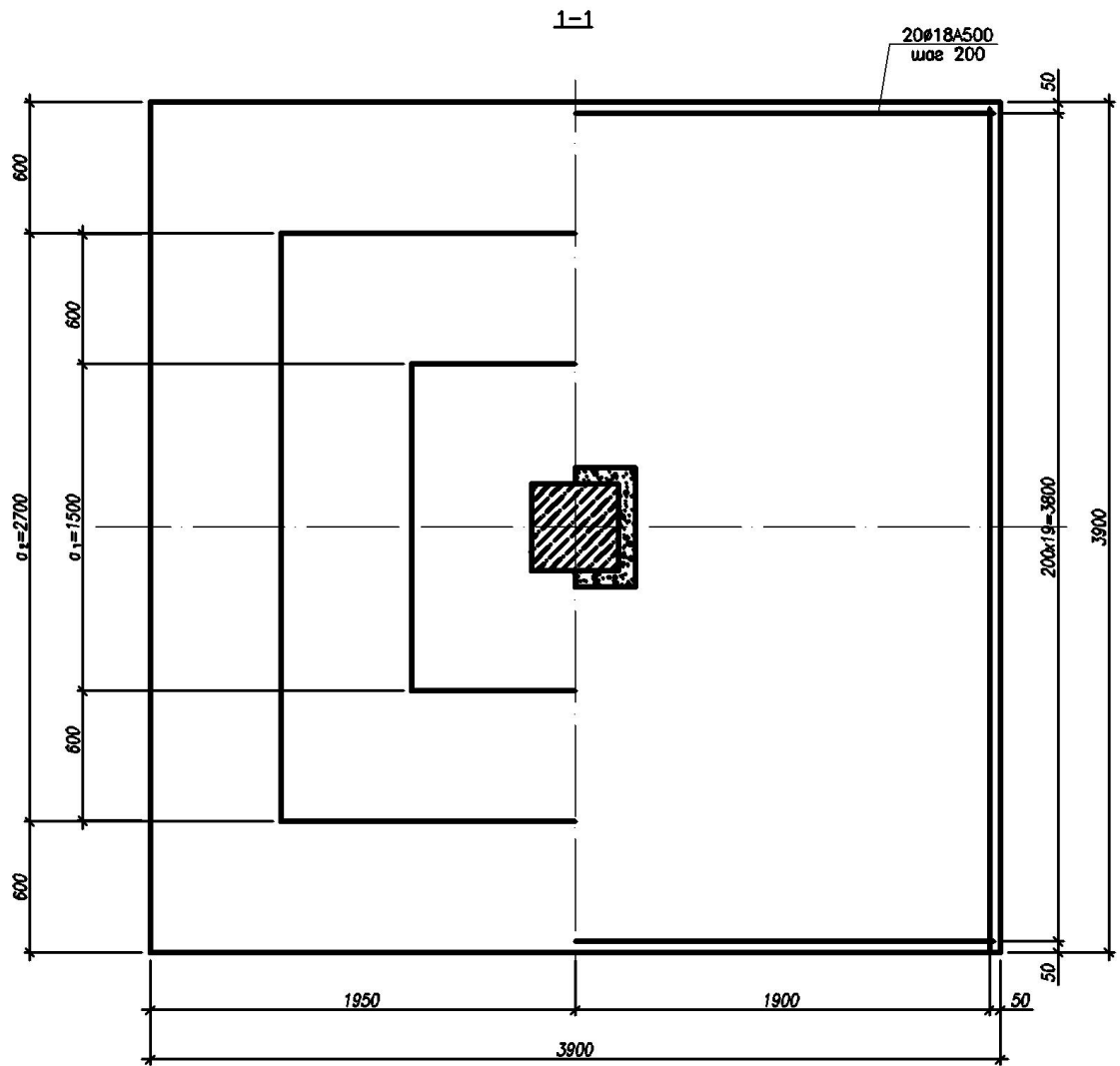
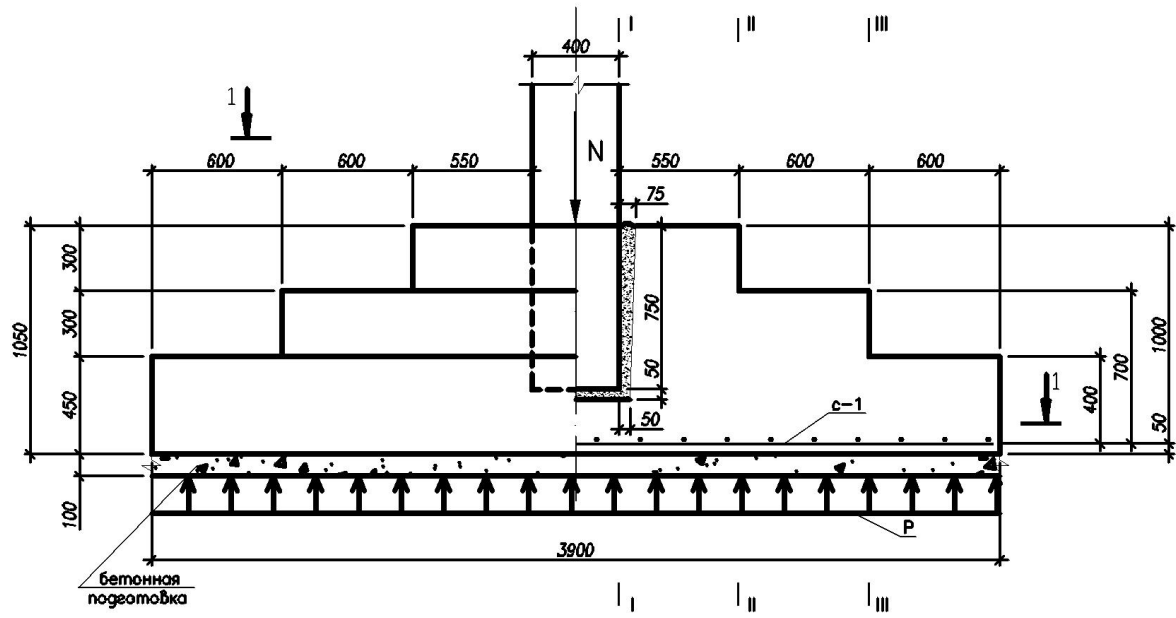


Рис.15. Конструкция центрально нагруженного фундамента

8. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

8.1. Компонировка конструктивной схемы монолитного железобетонного безбалочного перекрытия

В состав монолитного железобетонного перекрытия, проектируемого по безбалочной схеме, входит собственно монолитная железобетонная плита перекрытия и капитальные конструкции (в случае капитального стыка колонн с перекрытием). Безбалочные перекрытия применяются преимущественно в зданиях с малыми и средними пролетами вертикальных несущих конструкций (до 7,2 м) и суммарными нагрузками на перекрытие, включая нагрузки от расположенных на перекрытии конструкций, оборудования и проч., а также эксплуатационные нагрузки, не превышающие 8,0÷9,0 кПа. При больших величинах пролета рекомендуется устройство капитального стыка колонны и перекрытия.

Применение безбалочных перекрытий целесообразно в случаях, когда требуется гладкая нижняя плоскость перекрытия (например – жилые и офисные помещения), а также – при большом объеме инженерных коммуникаций, располагаемых под плоскостью перекрытия, свободной прокладке которых препятствуют балки (ригели).

Конструктивная схема зданий с безригельными перекрытиями должна включать набор связевых конструкций в продольном и поперечном направлениях, что определяет расчетную схему здания как рамно-связевую.

Монолитная плита перекрытия проектируется по многопролетной схеме, что определяет размер высоты сечения – толщину перекрытия. Для безбалочной схемы с учетом величины нагрузки принимается (как правило) высота сечения (толщина) плиты перекрытия $h_n = \left(\frac{1}{33} \dots \frac{1}{25} \right) l_n$, где l_n - пролет плиты перекрытия между вертикальными несущими конструкциями. Размер высоты сечения (толщины) перекрытия уточняется по результатам статических расчетов, в том числе – с учетом физически нелинейной работы железобетона.

Узел стыка колонны и перекрытия проектируется в двух конструктивных решениях:

- а. Стык с устройством капители.
- б. Безкапитальный стык.

Стык с капителью применяется при необходимости обеспечить высокую несущую способность перекрытия по критерию продавливания, а также (существенно реже) – для некоторого сокращения расчетного пролета плиты перекрытия.

Пример компоновки безбалочного перекрытия с капитальным стыком колонны и плиты перекрытия приведен на рис. 16, 17.

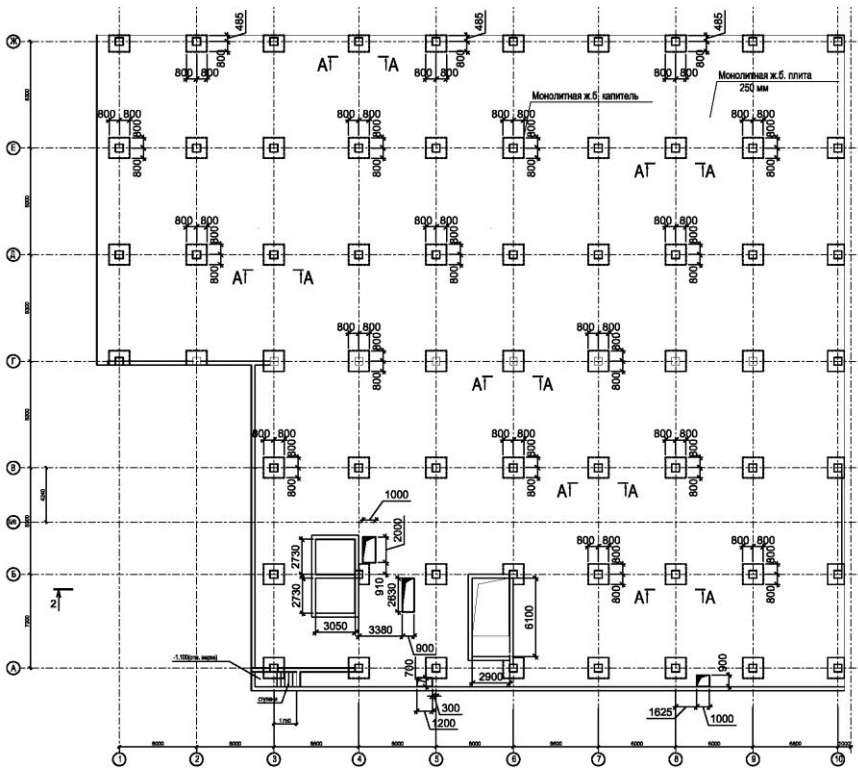


Рис. 16. Пример компоновки безбалочного перекрытия с капитальным стыком колонны и плиты перекрытия— план (фрагмент)

Пример компоновки безбалочного перекрытия с бескапитальным стыком колонны и плиты перекрытия приведен на рис.18, 19.

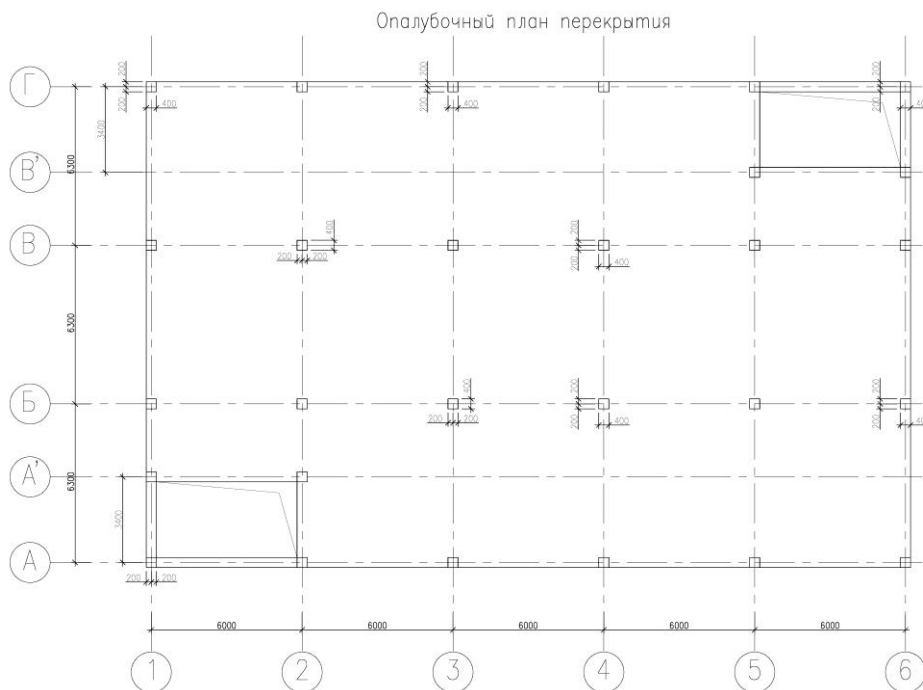


Рис. 18. Пример компоновки безбалочного перекрытия с бескапитальным стыком колонны и плиты перекрытия— план

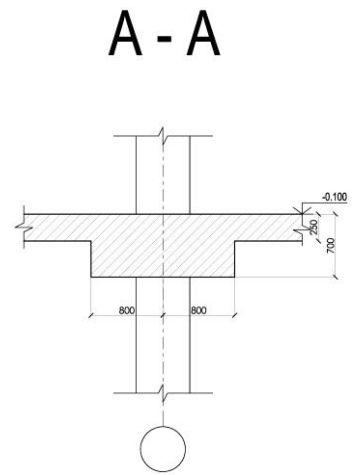


Рис. 17. Схема капитального стыка колонны и плиты перекрытия - сечение

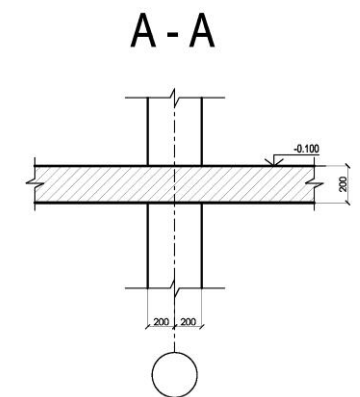


Рис. 19. Схема бескапитального стыка колонны и плиты перекрытия – сечение

8.2. Конструирование армирования плиты перекрытия по результатам расчетов численными методами

По результатам статического расчета определяются эпюры (изополя) изгибающих моментов (M_x ; M_y) в плите перекрытия от действия комбинации нагрузок, составляющих основное сочетание. Пример эпюры изгибающих моментов по выбранному сечению см. рис. 20, 21; пример изополей изгибающих моментов по полю плиты перекрытия см. рис. 22, 23. Пример изополей изгибающих моментов (M_x ; M_y) в плите перекрытия с отражением схемы деформаций при действии комбинации нагрузок, составляющих основное сочетание приведен на рис. 24. 25.

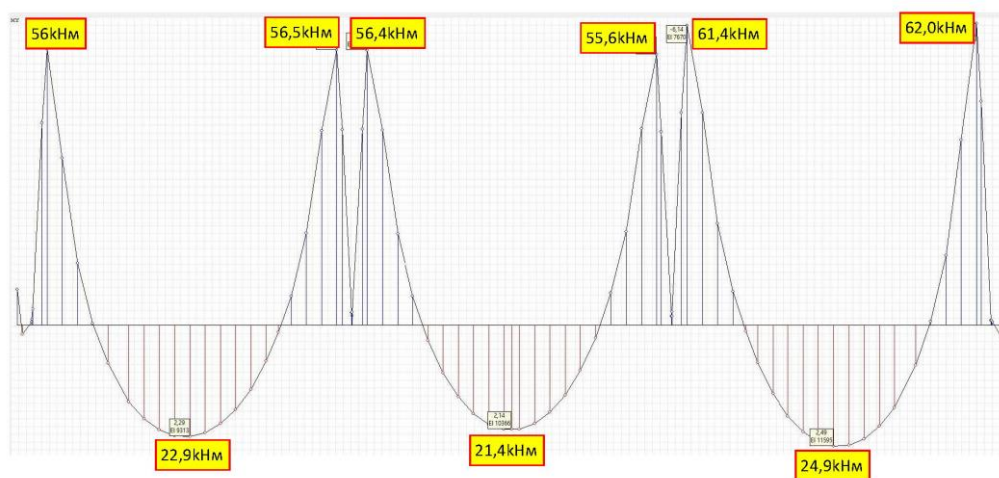


Рис. 20. Эпюры изгибающих моментов M_y по сечению плиты по оси «3» [кНм]

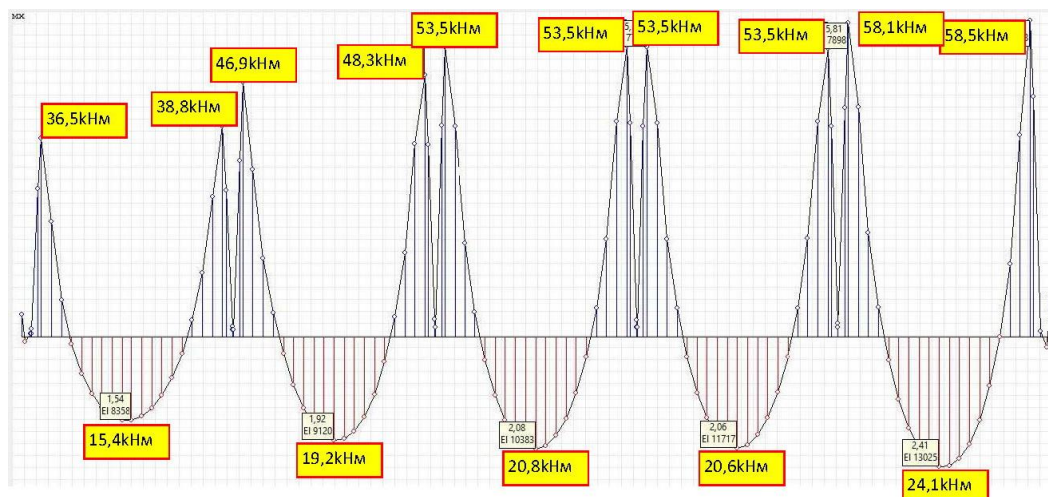


Рис. 21. Эпюры изгибающих моментов M_x по сечению плиты по оси «Б» [кНм]

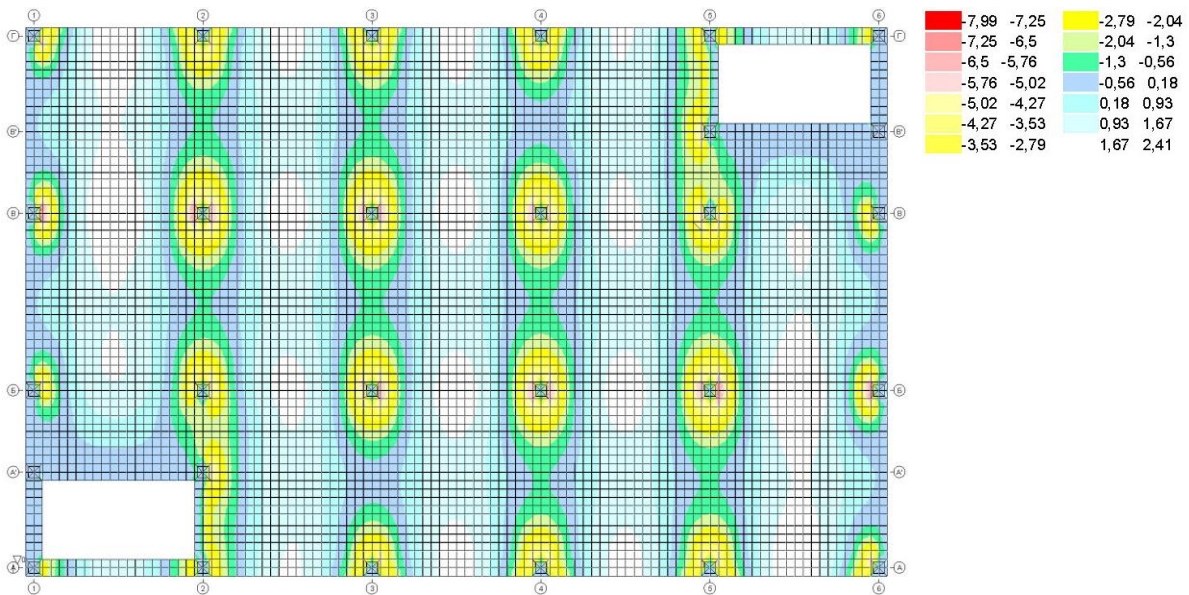


Рис. 22. Изополя изгибающих моментов M_x по полю плиты безбалочного перекрытия (слева). Шкала изополей изгибающих моментов M_x [тм/м] (справа)

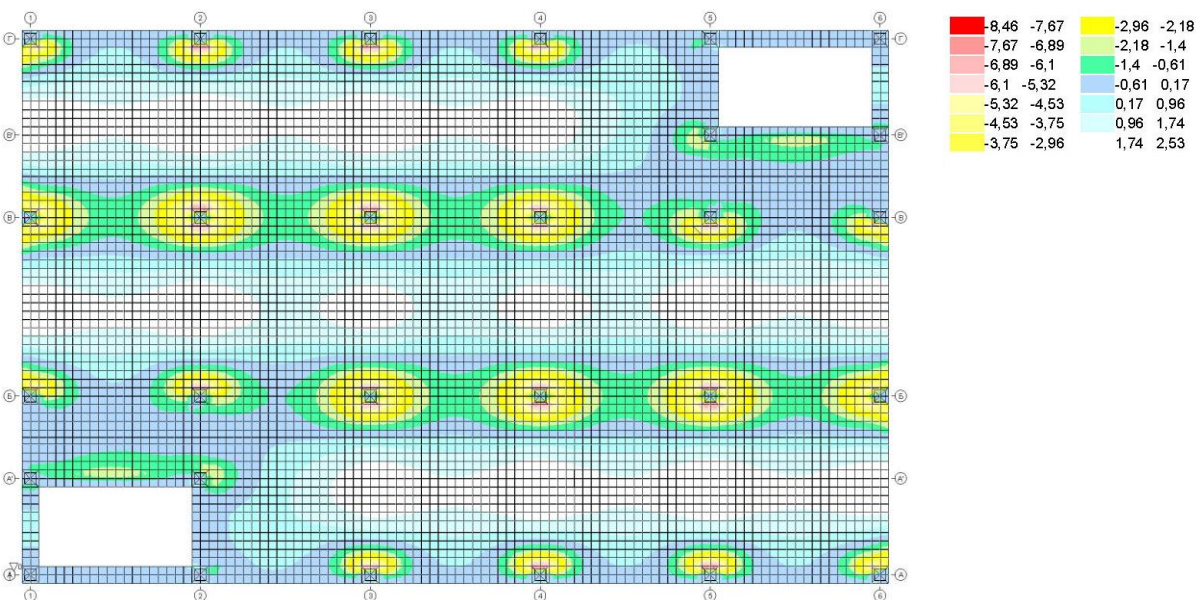


Рис. 23. Изополя изгибающих моментов M_y по полю плиты безбалочного перекрытия (слева). Шкала изополей изгибающих моментов M_y [тм/м] (справа)

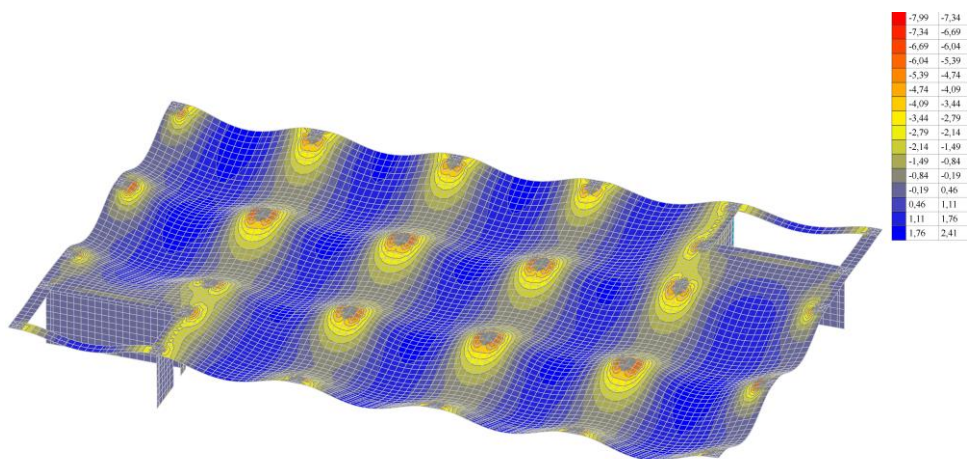


Рис. 24. Изополя изгибающих моментов M_x (тм/м) по полю плиты безбалочного перекрытия с отображением схемы деформаций

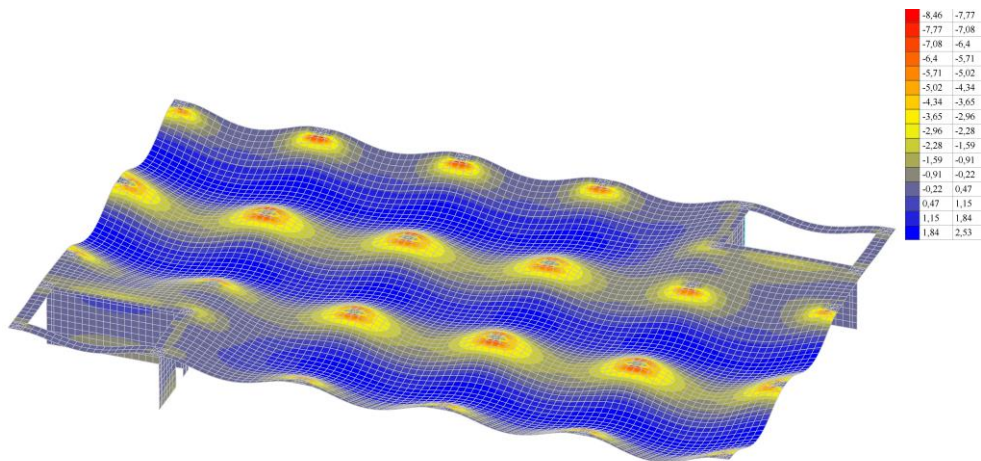


Рис. 25. Изополю изгибающих моментов M_x (тм/м) по полу плиты безбалочного перекрытия с отображением схемы деформаций

На основании результатов статического расчета конструкции перекрытия и полученных значений изгибающих моментов выполняется расчет продольного армирования в каждом конечном элементе расчетной модели. Расчетом определяются следующие величины продольного армирования: нижняя арматура вдоль буквенных осей (вдоль местной оси 25 конечного элемента – условное обозначение AS1); нижняя арматура вдоль цифровых осей (вдоль местной оси Y1 конечного элемента – условное обозначение AS3); верхняя арматура вдоль буквенных осей (вдоль местной оси 25 конечного элемента – условное обозначение AS2); верхняя арматура вдоль цифровых осей (вдоль местной оси Y1 конечного элемента – условное обозначение AS4).

Схема положения расчетных арматурных стержней продольного армирования в конечном элементе типа «пластина» представлена на рис. 26. Также на рис. 26 приведены схемы отсчета величин расстояний от поверхности пластины до центра тяжести стержней продольного армирования различного типа.

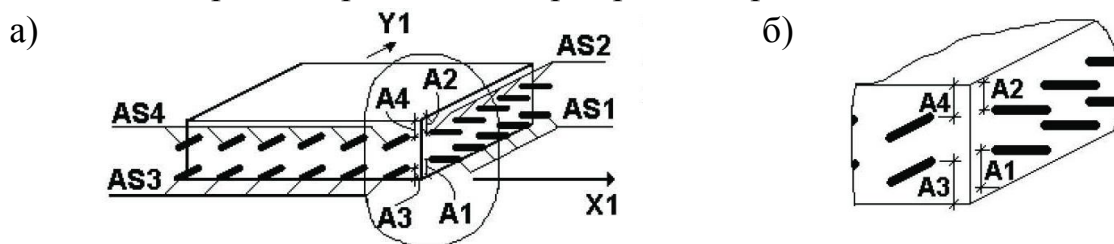


Рис. 26. Схема положения и привязки арматурных стержней

а) Схема положения расчетных арматурных стержней продольного армирования в конечном элементе типа «пластина» (слева). б) Схема отсчета величин расстояний от поверхности пластины до центра тяжести стержней продольного армирования различного типа (слева)

Армирование конечных элементов типа «пластина» рассчитывается в виде величины арматуры в см^2 , требуемой для установки в сечении плиты шириной 1 м. Графически результаты расчета продольного армирования плиты перекрытия представляются в виде изополей (мозаики) расчетного армирования на сетке конечных элементов модели перекрытия (см. рис. 27 – 30).

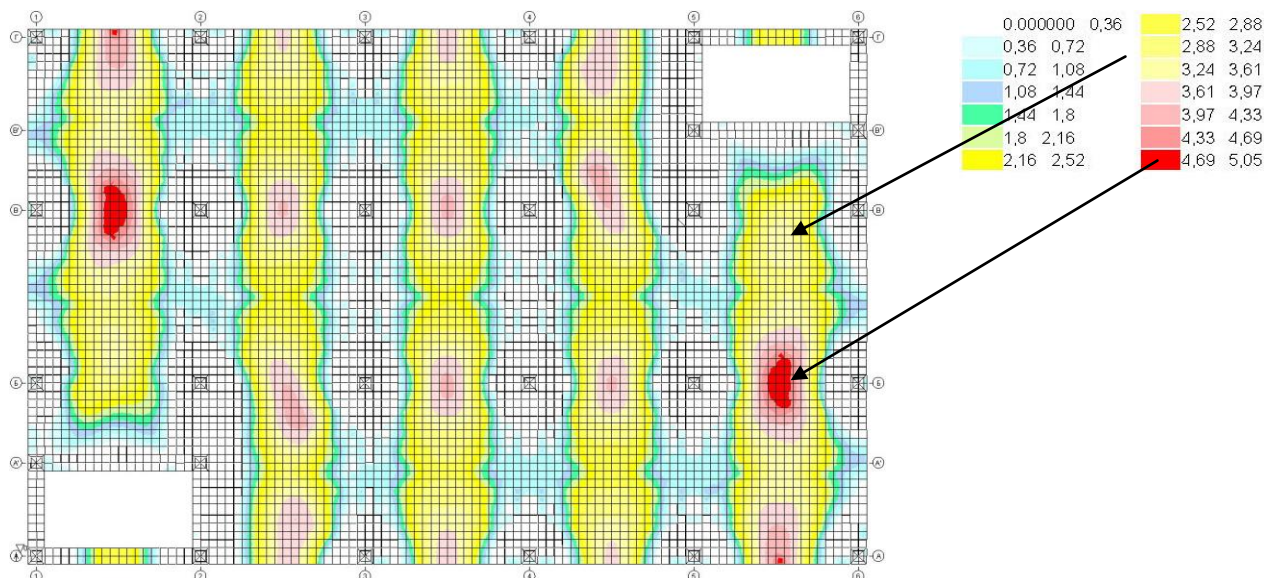


Рис. 27. Изополя нижнего расчетного армирования вдоль буквенных осей (вдоль местной оси 25) по полю плиты безбалочного перекрытия – условное наименование AS1 (слева). Шкала изополей расчетного армирования [см²/м] (справа)

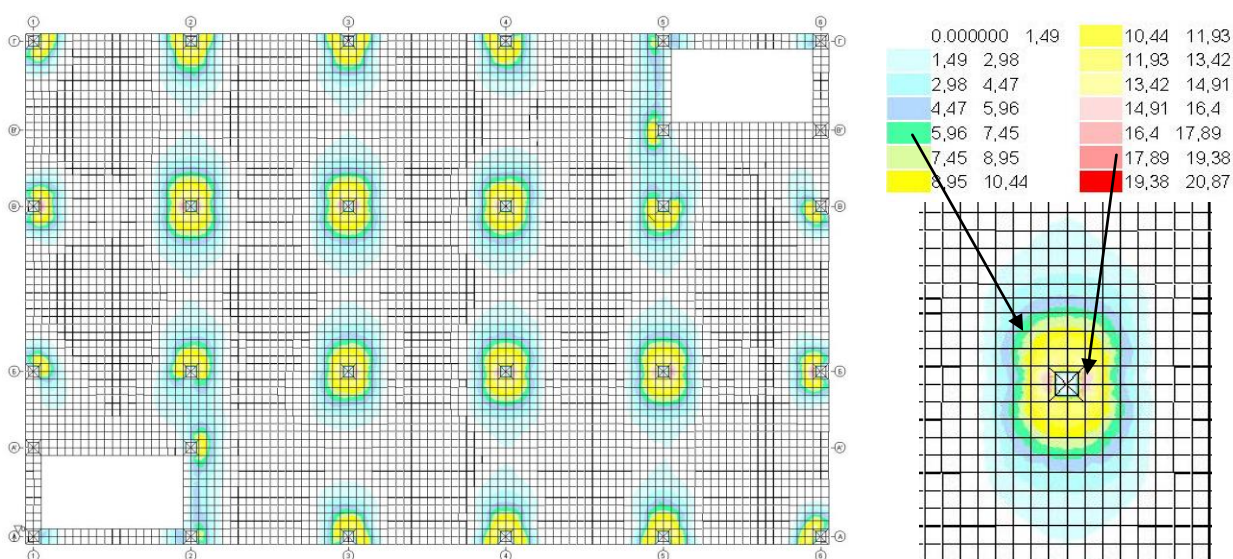


Рис. 28. Изополя верхнего расчетного армирования вдоль буквенных осей (вдоль местной оси 25) по полю плиты безбалочного перекрытия – условное наименование AS2 (слева). Шкала изополей расчетного армирования [см²/м] (вверху справа). Фрагмент изополей армирования в зоне опирания на колонну (внизу справа)

Результатом расчета армирования является величина требуемого сечения арматурных стержней, которые необходимо установить в условном сечении плиты перекрытия шириной 1 метр. Таким образом, в некоторой зоне плиты перекрытия необходимо установить (с определенным шагом) такое количество арматурных стержней определенного диаметра, чтобы суммарная площадь сечения таких стержней, приходящихся на 1 м ширины конструкции, соответствовала результату расчета.

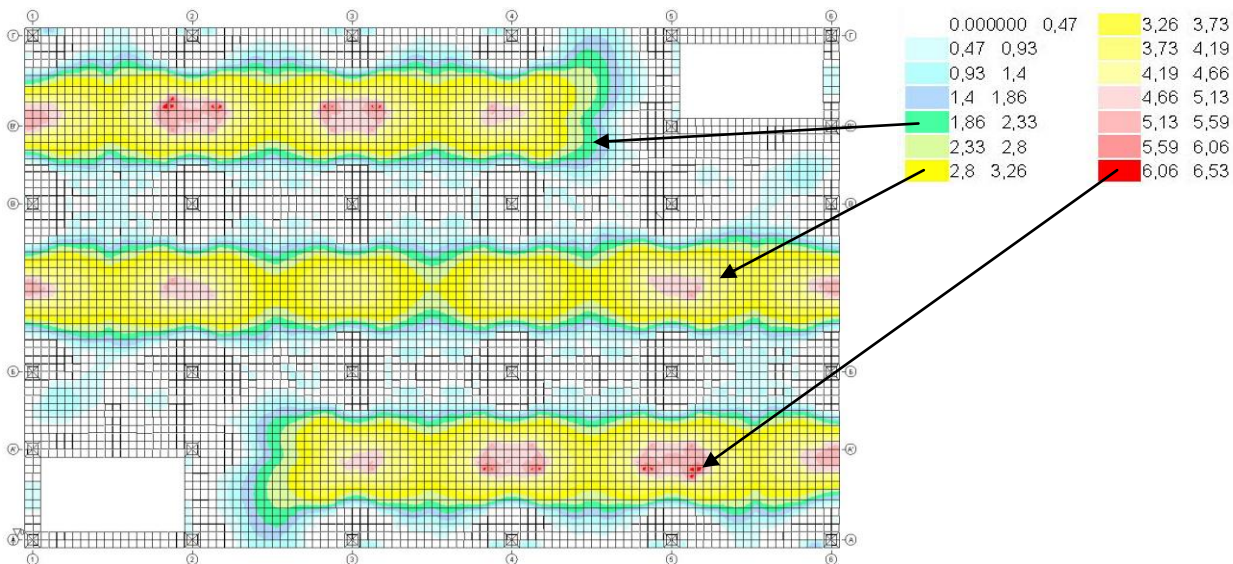


Рис. 29. Изополя нижнего расчетного армирования вдоль цифровых осей (вдоль местной оси Y1) по полю плиты безбалочного перекрытия – условное наименование AS3 (слева). Шкала изополей расчетного армирования [см²/м] (справа)

Например, расчетом установлено, что требуется установить 3,5 см²/м в некоторой зоне расчетной модели плиты перекрытия. Оптимальным решением в этом случае будет установка арматурных стержней диаметром 10 мм с шагом 200 мм, что соответствует установке 5 стержней (3,93 см²) в пределах 1 метра ширины сечения плиты, что несколько превышает требуемую по расчету величину. Таким образом, изменяя (уменьшая / увеличивая) диаметр устанавливаемых стержней, уменьшается / увеличивается площадь сечения продольного армирования в сечении полосы плиты шириной 1 м. Допустим и другой вариант конструктивного решения продольного армирования: уменьшить / увеличить шаг устанавливаемых арматурных стержней при сохранении их диаметра, что приведет к аналогичному результату.

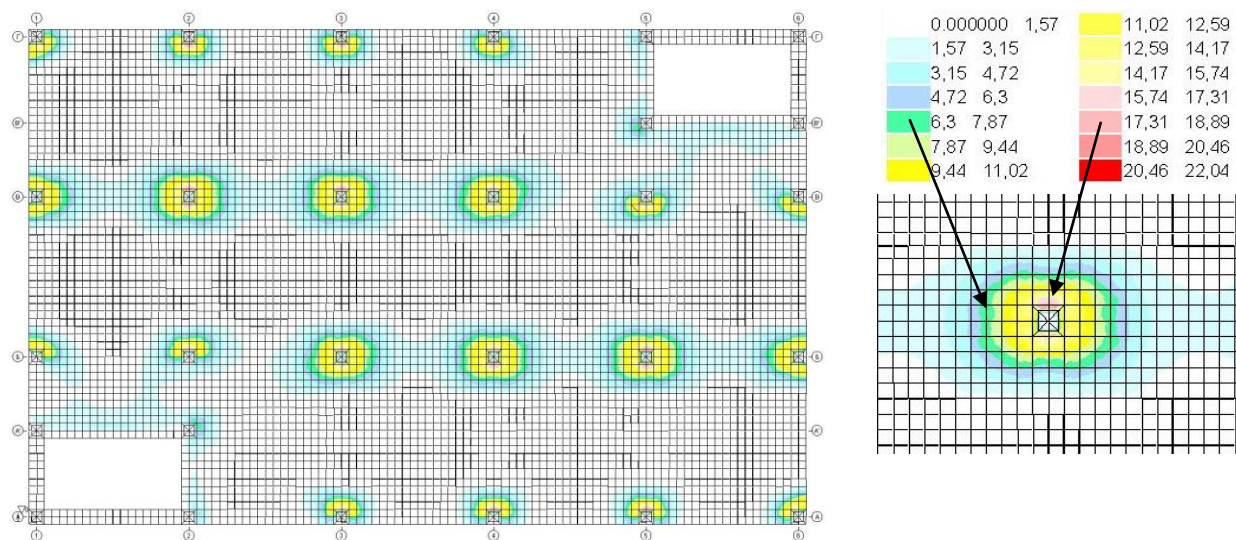


Рис. 30. Изополя верхнего расчетного армирования вдоль цифровых осей (вдоль местной оси Y1) по полю плиты безбалочного перекрытия – условное наименование AS4 (слева). Шкала изополей расчетного армирования [см²/м] (вверху справа). Фрагмент изополей армирования в зоне опирания на колонну (внизу справа)

Следует помнить, что шаги установки стержней верхнего и нижнего продольного армирования должны иметь общий модуль. Например, шаг стержней основного армирования верхней и нижней зон принят равным 200 мм. В этом случае стержни дополнительного армирования следует устанавливать между стержнями основного армирования также с шагом 200 мм, в результате чего шаг стержней составит 100 мм.

К неудовлетворительному конструктивному решению приведет различный модуль шагов верхнего и нижнего продольного армирования. Например, шаг установки стержней верхнего армирования принят 200 мм (с уменьшением – при установке стержней дополнительного армирования – до 100 мм), а шаг установки стержней нижнего армирования принят равным 300 мм (с уменьшением – при установке стержней дополнительного армирования – до 150 мм). В этом случае положение верхних и нижних стержней продольного армирования в зоне наибольших напряжений (зона опирания на колонну) не будет соответствовать друг другу. Это не позволит установить гнутые стержни поперечного армирования зоны опирания плиты на колонну (устанавливаются по критерию продавливания плиты перекрытия) с их анкерровкой за стержни продольного верхнего и нижнего армирования.

Конструктивное решение армирования плиты безбалочного перекрытия состоит из стержней основного (фоновое) армирования и стержней дополнительного армирования, если величина основного армирования недостаточна для обеспечения требуемой по расчету величины армирования в отдельной зоне перекрытия.

Как основное, так и дополнительное армирование конструируется из отдельных стержней с конкретными размерами. Максимальная длина стержня принимается равной длинам стержней, поставляемых заводом изготовителем. Как правило, длина стержней заводской поставки равна 11 700 мм. Отдельные диаметры стержней (как правило не более диаметра 12 мм) выпускаются без резки на мерные длины – поставка выполняется в виде намотанных на оправку «бухт», аналогично «бухтам» канатов.

Основное армирование плиты перекрытия конструируется из отдельных стержней с максимальной длиной (11 700 мм), устанавливаемых таким образом, чтобы концы стержней были не на одной линии, т.е. «вразбежку». Схема установки стержней «вразбежку» приведена на рис. 31. При установке стержней с обрывом по одной линии для расчета длины анкерровки стержней применяется повышающий коэффициент (см. раздел «Конструктивные требования»).



Рис. 31. Схема установки стержней с окончанием «вразбежку»

Стержни дополнительного армирования устанавливаются таким образом, чтобы их рабочая зона полностью перекрывала зону усиления армирования, определенную расчетом. Рабочая зона стержней дополнительного армирования определяется длиной таких стержней за вычетом длины зоны анкеровки каждого из концов. Длина зоны анкеровки определяется в соответствии с требованиями норм (см. раздел «Конструктивные требования») с учетом положения концов стержней - на одной линии или «вразбежку» (крайне редко – при нехватке длины мерного стержня).

Размер зоны усиления продольного армирования определяется путем измерения на расчетной модели (средствами расчетного комплекса) расстояния между узлами элементов, величина армирования которых по расчету превышает величину основного армирования (см. рис. 32).

На рис. 32 приведен фрагмент изополей расчетного армирования (нижняя арматура в направлении цифровых осей – вдоль местной оси Y1). При устройстве основного армирования из стержней класса А400 диаметром 10 мм с шагом 200 мм расчетное количество арматуры в сечении плиты шириной 1 м составляет $3,93 \text{ см}^2/\text{м}$. Следовательно, все конечные элементы расчетной схемы плиты перекрытия с величиной расчетного армирования, превышающего $3,93 \text{ см}^2/\text{м}$, требуют установки арматуры усиления. Средствами расчетного комплекса измерен размер рабочей зоны арматуры усиления $L_{\text{раб}}$. В случае приведенного примера $L_{\text{раб}} = 2,1 \text{ м}$.

Величина расчетного дополнительного армирования определяется из разности требуемой по расчету площади армирования и площади основного армирования:

$$AS3_{\text{дон}} = 6,52 \text{ см}^2/\text{м} - 3,93 \text{ см}^2/\text{м} = 2,59 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Дополнительное армирование может быть запроектировано в нескольких вариантах:

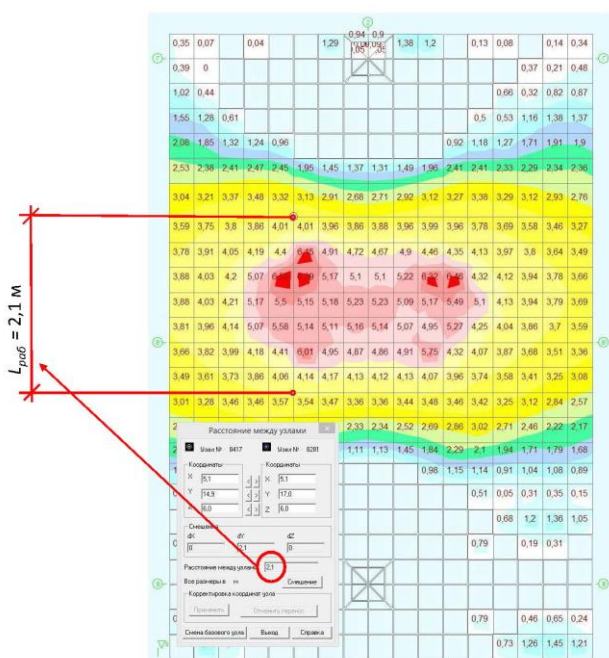


Рис. 32. Определение размера рабочей длины арматурных стержней усиления (нижняя арматура в направлении цифровых осей – вдоль местной оси Y1)

Вариант 1: арматура класса А400 стержни 10 мм с шагом 200 мм расчетное количество арматуры усиления в сечении плиты шириной 1 м составляет $3,93 \text{ см}^2/\text{м}$. Общее количество установленного армирования $AS3 = 7,85 \text{ см}^2$. Превышение установленного армирования над требуемым составляет 20,4%.

Вариант №2: арматура класса А400 стержни 12 мм с шагом 400 мм расчетное количество арматуры усиления в сечении плиты шириной 1 м составляет $2,82 \text{ см}^2/\text{м}$. Общее количество установленного армирования $AS3 = 6,75 \text{ см}^2$. Превышение установленного армирования над требуемым составляет 3,5%.

Для дальнейшего проектирования принимается схема дополнительного армирования по варианту №2.

Размер ширины (вдоль буквенных осей) зоны установки дополнительного армирования определяется аналогично-путем измерения на расчетной модели (средствами расчетного комплекса) расстояния между узлами элементов, величина расчетного армирования которых превышает величину основного армирования.

Рабочая длина стержней дополнительного армирования рассчитывается, исходя из обеспечения анкеровки стержней усиления в бетоне плиты перекрытия. Требования по определению расчетной длины анкеровки арматурных стержней приведены в разделе «Конструктивные требования» и СП 63.13330.2012 п.п. 10.2.23 – 10.3.28.

Расчет длины зоны анкеровки стержней дополнительного армирования из приведенного на рис. 32 примера:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{355 \cdot 1,131}{2,625 \cdot 3,768} = 40,6 \text{ см},$$

где A_s и u_s -соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения (в данном случае для арматуры Ø12 $A_s = 1,131 \text{ см}^2$; $U_s = \pi d = 3,14 \cdot 1,2 = 3,768 \text{ см}$);

R_{bond} -расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt},$$

где η_1 -коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры. Для горячекатаной арматуры периодического профиля $\eta_1 = 2,5$;

η_2 -коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

1,0 - при диаметре продольной арматуры $d_s \leq 32 \text{ мм}$;

0,9 - при $d_s = 36 \text{ мм}$ и $d_s = 40 \text{ мм}$.

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 2,625 \text{ МПа}.$$

Требуемая расчетная длина анкеровки с учетом конструктивного решения:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

где $A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная ($A_{s,cal} = 2,59 \text{ см}^2$; $A_{s,ef} = 2,82 \text{ см}^2$);

α -коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры. Для растянутых стержней периодического профиля $\alpha = 1,0$. Тогда:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 40,6 \cdot \frac{2,59}{2,82} = 37,3 \text{ см}.$$

Таким образом, полная длина арматурных стержней усиления диаметром 12 мм составляет:

$$L_{полн}^{\text{Ø12}} = L_{раб} + 2 \cdot l_{ан} = 2,1 + 2 \cdot 0,373 = 2,846 \approx 2,9 \text{ м}.$$

Конструктивное решение армирования фрагмента нижней зоны плиты перекрытия (в направлении цифровых осей – вдоль местной оси Y1) может быть представлено в виде схемы установки арматурных стержней с указанием их марок и зон установки, привязкой концов стержней к осям перекрытия (см. рис. 33).

На рис. 33 кроме стержней основного (поз. 1) и дополнительного (поз. 2) армирования приведен также гнутый «П»-образный стержень (поз. 3), который обеспечивает не только анкеровку стержней основного армирования у края перекрытия, но и необходимое в приопорной зоне усиление верхнего армирования. Шаг диаметр и длина верхнего участка такого стержня определяется расчетом.

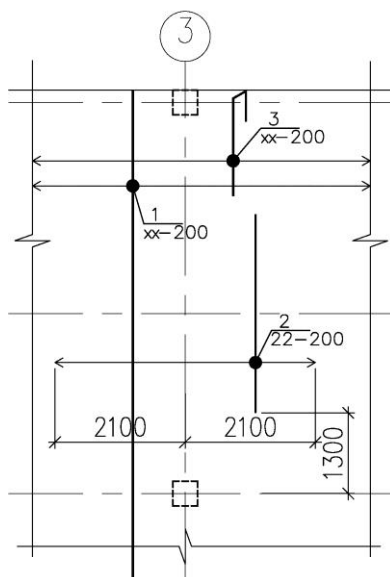


Рис. 33. Пример конструктивного решения армирования нижней зоны перекрытия в направлении цифровых осей (вдоль местной оси Y1). Условные обозначения: в числителе – номер позиции арматурного стержня; в знаменателе – количество стержней на участке раскладки и шаг стержней (мм). Поз. 1 – стержни основного армирования; 2 – стержни дополнительного армирования; 3- гнутые стержни, обеспечивающие усиление армирования верхней зоны плиты и анкеровку стержней основного армирования у края плиты перекрытия

В зоне пролета между опорами «П»-образный стержень, устанавливаемый у торца плиты перекрытия, обеспечивает только анкеровку стержней основного армирования у края перекрытия. Шаг и диаметр такого анкерующего стержня должны соответствовать шагу и наибольшему из диаметров анкеруемых стержней верхней (нижней) зоны. В этом случае «П»-образный стержень может иметь одинаковые длины верхнего и нижнего концов.

Армирование верхней зоны плиты перекрытия также формируется двумя типами стержней – стержни основного армирования и стержни дополнительного армирования. Анализ схемы распределения изгибающих моментов (см. рис. 22, 23) показывает, что размеры зон растягивающих напряжений по верхней плоскости перекрытия весьма незначительны. Это приводит к тому, что площади участков, требующих установки расчетного армирования верхней зоны также невелики. Следовательно, основное армирование верхней зоны перекрытия целесообразно уменьшить до величин, соответствующих следующим критериям:

- Площадь верхнего армирования должна обеспечивать выполнение требований по минимальному проценту армирования железобетонного сечения;

- Стержни верхнего армирования должны обеспечивать возможность перемещения персонала строительной организации по установленному армированию.

Как правило для армирования верхней зоны перекрытий с размерами пролетов 4,8 м и более применяют арматуру в виде отдельных мерных стержней, чему соответствуют арматурные стержни с диаметром 8 мм и более. Наиболее распространенным решением является использование для верхнего армирования стержней диаметром 10 мм с традиционным шагом установки стержней 200 мм.

Максимальные усилия в уровне верхней плоскости перекрытия возникают в приопорных зонах (у колонн), что приводит к необходимости установки в таких зонах стержней дополнительного армирования. В отдельных случаях необходимый уровень усиления может быть обеспечен установкой дополнительных стержней одной марки. При достаточно высоком уровне нагрузок и/или малом сечении плиты перекрытия может потребоваться установка двух типов стержней усиления.

В случае установки стержней усиления одного типа технология конструирования аналогична технологии конструирования нижнего армирования:

1. Определяется рабочая длина стержней дополнительного армирования и ширина зоны их установки;
2. Подбирается диаметр и шаг стержней дополнительного армирования;
3. Рассчитывается длина зоны анкеровки стержней и определяется полная длина марки стержня усиления.

В случае установки двух марок стержней дополнительного армирования необходимо выполнить шаг 1, но при этом выделить две различные зоны усиления – зону усиления 1-го и 2-го уровня соответственно. Размер каждой зоны определяется из возможности установки арматурных стержней выбранного диаметра. Пример возможной компоновки зон дополнительного армирования приведен на рис. 34.

В зоне усиления 1-го типа максимальная величина расчетного армирования $AS_4=13,33 \text{ см}^2/\text{м}$, что может быть обеспечено путем установки основного армирования стержнями диаметром 10 мм с шагом 200 мм ($3,93 \text{ см}^2/\text{м}$) и стержней дополнительного армирования диаметром 16 мм с шагом 200 мм ($10,05 \text{ см}^2/\text{м}$). Суммарная величина армирования зоны усиления 1-го типа составляет $13,98 \text{ см}^2/\text{м}$, что на 4,9% превышает требуемый уровень.

В зоне усиления 2-го типа максимальная величина расчетного армирования $AS_4=20,51 \text{ см}^2/\text{м}$, что может быть обеспечено путем установки основного армирования стержнями диаметром 10 мм с шагом 200 мм ($3,93 \text{ см}^2/\text{м}$) и стержней дополнительного армирования диаметром 22 мм с шагом 200 мм ($19,0 \text{ см}^2/\text{м}$). Суммарная величина армирования зоны усиления 2-го типа составляет $22,93 \text{ см}^2/\text{м}$, что на 11,8% превышает требуемый уровень.

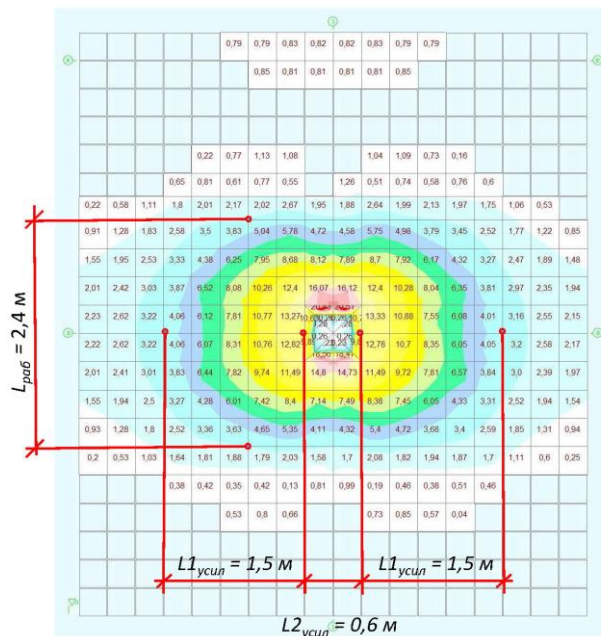


Рис. 34. Пример определения размеров двух зон дополнительного верхнего армирования опорного участка перекрытия (арматура вдоль цифровых осей – вдоль местной оси Y1)

Рабочая длина стержней дополнительного армирования рассчитывается, исходя из обеспечения анкеровки стержней усиления в бетоне плиты перекрытия. Требования по определению расчетной длины анкеровки арматурных стержней приведены в разделе «Конструктивные требования» и СП 63.13330.2012 п.п. 10.2.23 – 10.3.28.

Расчет длины зоны анкеровки стержней дополнительного армирования диаметром 16мм с шагом 200 мм ($10,05 \text{ см}^2/\text{м}$) для зоны усиления типа 1 из приведенного на рис. 34 примера:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{355 \cdot 2,01}{2,625 \cdot 3,14 \cdot 1,6} = 54,1 \text{ см.}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 2,625 \text{ МПа.}$$

Требуемая расчетная длина анкеровки с учетом конструктивного решения:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 54,1 \cdot \frac{9,4}{10,05} = 50,6 \text{ см.}$$

Таким образом, для зоны усиления типа 1 полная длина арматурных стержней усиления диаметром 16 мм составляет:

$$L_{полн}^{\varnothing 16} = L_{раб} + 2 \cdot l_{an} = 2,1 + 2 \cdot 0,506 = 3,112 \approx 3,1 \text{ м.}$$

Расчет длины зоны анкеровки стержней дополнительного армирования диаметром 22 мм с шагом 200 мм ($19,0 \text{ см}^2/\text{м}$) для зоны усиления типа 2 из приведенного на рис. 34 примера:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{355 \cdot 3,801}{2,625 \cdot 3,14 \cdot 2,2} = 74,4 \text{ см.}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 2,625 \text{ МПа.}$$

Требуемая расчетная длина анкеровки в зоне максимума с учетом конструктивного решения:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 74,4 \cdot \frac{16,58}{19,0} = 64,9 \text{ см.}$$

Таким образом, в зоне максимума полная длина арматурных стержней усиления диаметром 22 мм составляет:

$$L_{полн}^{\varnothing 22} = L_{раб} + 2 \cdot l_{an} = 1,2 + 2 \cdot 0,649 = 2,498 \approx 2,5 \text{ м.}$$

Требуемая расчетная длина анкеровки стержней дополнительного армирования диаметром 22 мм с шагом 200 мм (19,0 см²/м) для зоны усиления типа 2 с учетом конструктивного решения:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 74,4 \cdot \frac{9,04}{19,0} = 35,4 \text{ см.}$$

Для зоны усиления типа 2 полная длина арматурных стержней усиления диаметром 22 мм составляет:

$$L_{полн}^{\varnothing 22} = L_{раб} + 2 \cdot l_{an} = 2,1 + 2 \cdot 0,354 = 2,808 \approx 2,8 \text{ м.}$$

Конструктивное решение армирования фрагмента верхней опорной зоны плиты перекрытия (в направлении цифровых осей – вдоль местной оси Y1) может быть представлено в виде схемы установки арматурных стержней с указанием их марок и зон установки, привязкой концов стержней к осям перекрытия (см. рис. 35).

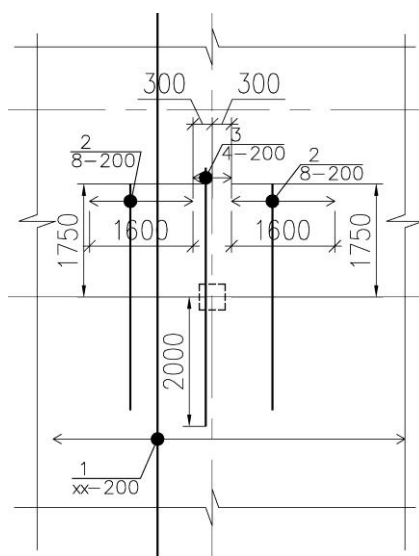


Рис. 35. Пример конструктивного решения армирования верхней зоны перекрытия в направлении цифровых осей (вдоль местной оси Y1). Условные обозначения: в числителе – номер позиции арматурного стержня; в знаменателе – шаг стержней (в мм).

Поз. 1 – стержни основного армирования; 2 – стержни дополнительного армирования 1-й зоны усиления; 3- стержни дополнительного армирования 1-й зоны усиления.

В направлении буквенных осей здания выполняется аналогичные действия по определению параметров продольного армирования нижней и верхней зон перекрытия, на основании которых формируются соответствующие схемы раскладки арматурных стержней основного и дополнительного армирования. Результатом совмещения схем продольного армирования плиты перекрытия в двух направлениях является чертеж узла верхнего армирования опорной зоны (план), представленный на рис. 36.

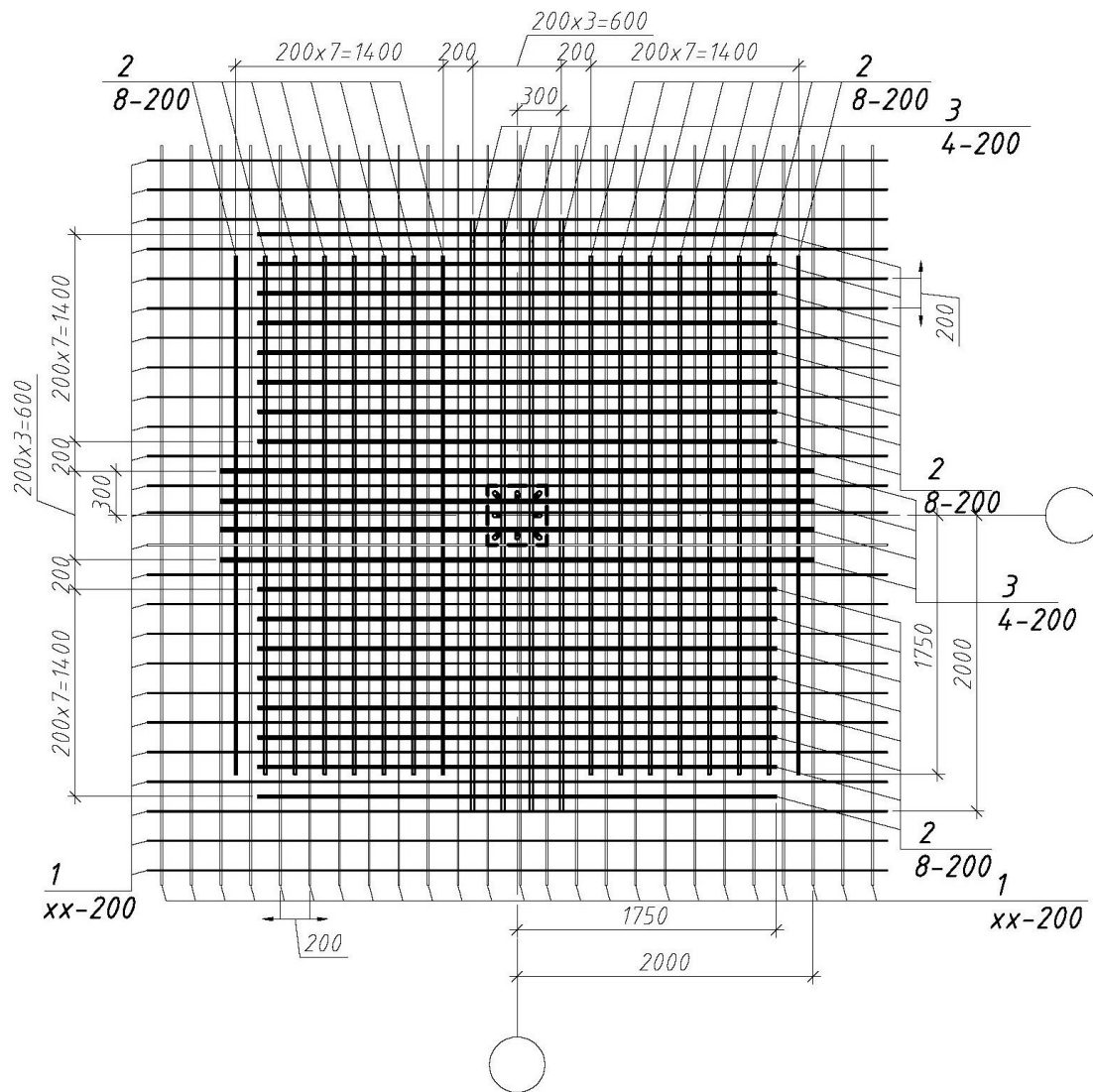


Рис. 36. Узел верхнего армирования опорной зоны перекрытия (план)

В монолитном железобетонном перекрытии следует устанавливать поперечную арматуру в зонах продавливания – на участках опирания на колонны и (при необходимости) в зонах углов и торцов стен. Порядок расчета железобетонного сечения перекрытия по критерию продавливания определяется требованиями СП 63.13330.2012 п.п. 8.1.46 – 8.1.52.

8.3. Расчет и конструирование поперечного армирования плиты перекрытия по критерию продавливания

Расчет на продавливание производят для плоских железобетонных элементов (плит) при действии на них (нормально к плоскости элемента) местных, концентрированно приложенных усилий - сосредоточенных силы и изгибающего момента.

Предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали. При расчете на продавливание рассматривают расчетное поперечное сечение, расположенное вокруг зоны передачи усилия на элемент на расстоянии $h_0/2$ нормально к его продольной оси, по поверхности которого действуют касательные усилия от сосредоточенных силы и изгибающего момента. Расчетный контур принимается поверхностью параллелепипеда, поскольку его площадь равна площади усеченной пирамиды (рис. 37).

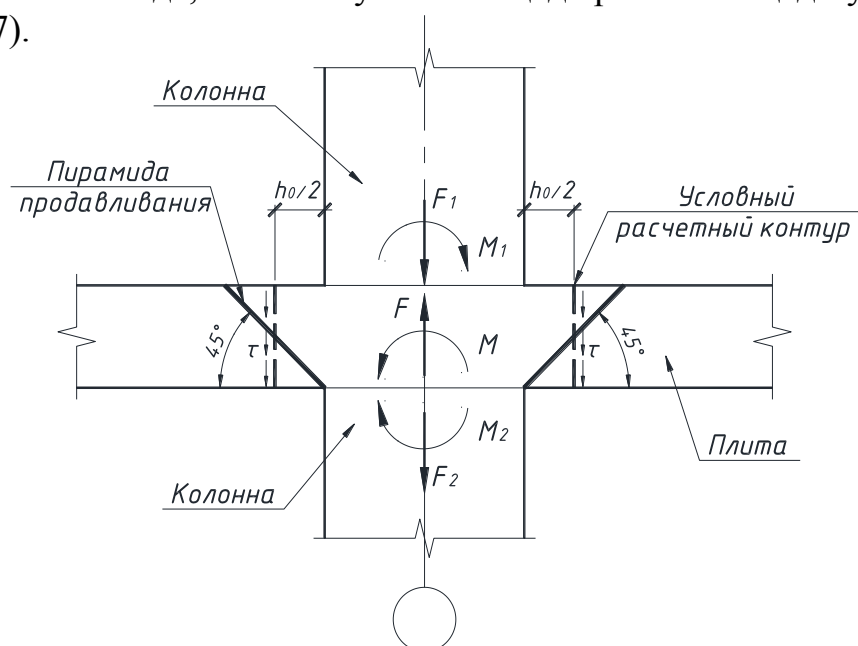


Рис. 37. Условная модель для расчета на продавливание

Расчетный контур поперечного сечения принимают:

- при расположении площадки передачи нагрузки внутри плоского элемента замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки;
- при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента - в виде, двух вариантов: замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки, и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента, в этом случае учитывают наименьшую несущую способность при двух вариантах расположения расчетного контура поперечного сечения.

Продавливающая сила F принимается равной силе, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания (считая по плоскости расположения растянутой арматуры) и сопротивляющихся продавливанию.

Действующие касательные усилия по площади расчетного поперечного сечения должны быть восприняты бетоном с сопротивлением бетона осевому растяжению R_{bt} и поперечной арматурой, расположенной от грузовой площадки на расстоянии не более h_0 и не менее $h_0/3$, с сопротивлением растяжению R_{sw} .

При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и арматурой, принимают равномерно распределенными по всей площади расчетного поперечного сечения. При действии изгибающего момента касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают линейно изменяющимися по длине расчетного поперечного сечения в направлении действия момента с максимальными касательными усилиями противоположного знака у краев расчетного поперечного сечения в этом направлении.

В случае расположения отверстия в плите на расстоянии менее $6h$ от угла или края площадки передачи нагрузки до угла или края отверстия, часть расчетного контура, расположенная между двумя касательными к отверстию, проведенными из центра тяжести площадки передачи нагрузки, в расчете не учитывается.

При действии момента M_{loc} в месте приложения сосредоточенной нагрузки половину этого момента учитывают при расчете на продавливание, а другую половину - при расчете по нормальным сечениям по ширине сечения, включающей ширину площадки передачи нагрузки и высоту сечения плоского элемента по обе стороны от площадки передачи нагрузки.

При действии сосредоточенных моментов и силы в условиях прочности соотношение между действующими моментами M_x и M_y учитываемыми при продавливании, и предельными M_{ult} принимают не более половины соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult} .

$$\frac{M_x}{M_{ult,x}} \leq 0,5 \cdot \frac{F}{F_{b,ult}}; \quad \frac{M_y}{M_{ult,y}} \leq 0,5 \cdot \frac{F}{F_{b,ult}}$$

При расположении сосредоточенной силы внецентренно относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения значения изгибающих сосредоточенных моментов от внешней нагрузки определяют с учетом дополнительного момента от внецентренного приложения сосредоточенной силы относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения с положительным или обратным знаком по отношению к моментам в колонне.

Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях (рис. 38) производят из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1,$$

где F , M_x и M_y - сосредоточенные сила и изгибающие моменты от внешней нагрузки в направлениях осей X и Y , учитываемые при расчете на продавливание;

$F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

Предельная сосредоточенная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по формуле:

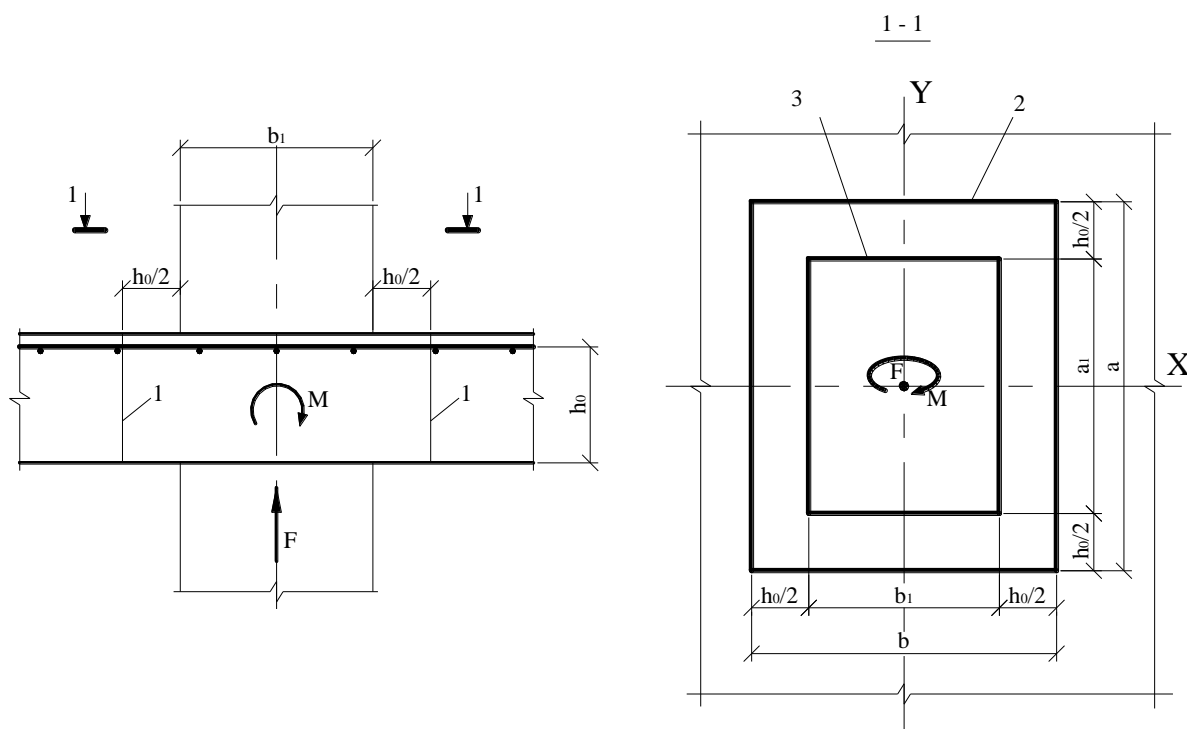
$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b,$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для первой группы предельных состояний;

A_b - площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения сосредоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_0 .

$A_b = h_0 \cdot u$, где u - периметр контура расчетного поперечного сечения;

h_0 - приведенная рабочая высота сечения $h_0 = 0,5 \cdot (h_{0x} + h_{0y})$, здесь h_{0x} и h_{0y} - рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей X и Y .



1 - расчетное поперечное сечение; 2 - контур расчетного поперечного сечения; 3 - контур площади приложения нагрузки

Рис. 38. Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание

Предельные изгибающие моменты, воспринимаемые бетоном, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяют по формуле:

$$M_{bx(y), ult} = R_{bt} \cdot W_{bx(y)} \cdot h_0,$$

где $W_{bx(y)}$ - момент сопротивления расчетного поперечного сечения.

В общем случае значения момента сопротивления расчетного контура бетона при продавливании $W_{bx(y)}$ в направлениях взаимно перпендикулярных осей X и Y определяют по формуле:

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{x(y)_{\max}}$$

где $I_{bx(y)}$ - момент инерции расчетного контура относительно осей Y и X , проходящих через его центр тяжести;

$x(y)_{\max}$ - максимальное расстояние от расчетного контура до его центра тяжести.

Значение момента инерции $I_{bx(y)}$ определяют как сумму моментов инерции $I_{bx(y)i}$ отдельных участков расчетного контура поперечного сечения относительно центральных осей, проходящих через центр тяжести расчетного контура, принимая условно ширину каждого участка равной единице.

Положение центра тяжести расчетного контура относительно выбранной оси определяют по формуле:

$$x(y)_0 = \frac{\sum L_i \cdot x_i(y)_0}{\sum L_i},$$

где L_i - длина отдельного участка расчетного контура;

$x_i(y)_0$ - расстояние от центров тяжести отдельных участков расчетного контура до выбранных осей.

Для приколонных зон колонн прямоугольного сечения моменты сопротивления расчетного контура бетона определяются по следующей зависимости:

$$W_{bx} = W_{by} = (a + h_0) \left(\frac{a + h_0}{3} + b + h_0 \right),$$

где a , b - сторона колонны, h_0 - рабочая высота сечения колонны.

Расчет прочности элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях (рис. 39) производят из условия:

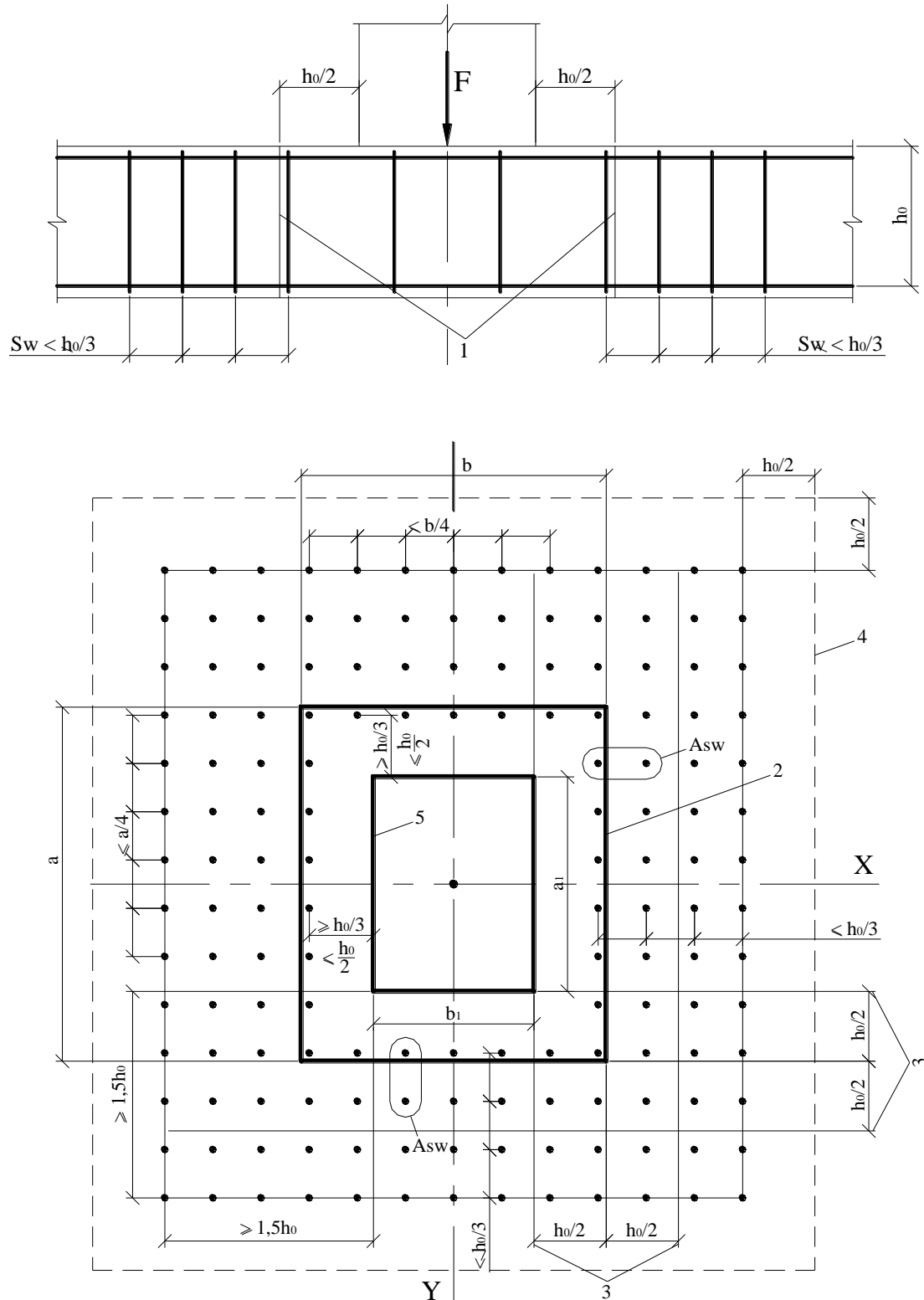
$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1,$$

где F , M_x и M_y - сосредоточенные сила и изгибающие моменты от внешней нагрузки в направлениях осей X и Y , учитываемые при расчете на продавливание;

$F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии;

$F_{sw,ult}$, $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилия $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ определяют согласно указаниям, приведенным выше.



1 - расчетное поперечное сечение; 2 - контур расчетного поперечного сечения; 3 - границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура; 4 - контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; 5 - контур площадки приложения нагрузки

Рис. 39. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерно распределенной поперечной арматурой на продавливание

Усилие $F_{sw,ult}$, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного поперечного сечения, определяют по формуле:

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u,$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного сечения:

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

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения;

u - периметр контура расчетного поперечного сечения, определяемый как:

$$u = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h_0),$$

где a, b - сторона колонны, h_0 - рабочая высота сечения колонны.

Усилия $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$, воспринимаемые поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного сечения, определяют при действии изгибающего момента, соответственно в направлении осей X и Y по формуле:

$$M_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw},$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения;

W_{sw} - момент сопротивления поперечной арматуры при продавливании.

Значения моментов сопротивления поперечной арматуры при продавливании $W_{sw,x(y)}$ в том случае, когда поперечная арматура расположена равномерно вдоль расчетного контура продавливания в пределах зоны, границы которой отстоят на расстоянии $h_0/2$ в каждую сторону от контура продавливания бетона принимают равными соответствующим значениям W_{bx} и W_{by} .

Значения $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$, $M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}$, $M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}$ в условии проверки прочности на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов принимают не более $2F_{b,ult}$, $2M_{bx,ult}$, $2M_{by,ult}$ соответственно. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,25F_{b,ult}$.

Поперечную арматуру в плитах в зоне продавливания в направлении, перпендикулярном сторонам расчетного контура, устанавливают с шагом не более $h_0/3$ и не более 300мм. Стержни, ближайšie к контуру грузовой площади, располагаются не ближе $h_0/3$ и не далее $h_0/2$ от этого контура. При этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) должна быть не менее $1,5h_0$.

Расстояние между стержнями поперечной арматуры, в направлении параллельном сторонам расчетного контура, принимают не более $\frac{1}{4}$ длины, соответствующей стороны расчетного контура.

Поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям п. 10.3. СП 63.13330.2012. При нарушении указанных конструктивных требований в расчете на продавливание следует учитывать только поперечную арматуру, пересекающую пирамиду продавливания, при обеспечении условий ее анкеровки.

Пример расчета прочности плиты на продавливание

Определения усилий для расчета плиты перекрытия на продавливание выполняется средствами визуализации расчетного комплекса. При этом следует учитывать, что усилия в элементах (колоннах), входящих в узел стыка, следует определять от нагрузок, действующих одновременно во всех анализируемых элементах. Таким образом, усилия следует определять от КОМБИНАЦИИ нагрузок, соответствующей анализируемому сочетанию нагрузок. Например, в состав КОМБИНАЦИИ нагрузок, соответствующей основному сочетанию нагрузок, определяющему максимальные продавливающие усилия, входят все постоянные, временные длительно действующие и временные кратковременные нагрузки. Значения изгибающих моментов в колоннах следует определять от той же КОМБИНАЦИИ нагрузок, от которой определены значения продавливающих усилий.

Для определения продавливающих усилий в зоне опорного узла следует вычислить разность между осевыми усилиями в нижней и верхней колонне соответственно. Пример определения усилий в элементах опорной зоны ($N_i - M_Y_i$) приведен на рис. 40; ($N_i - M_Z_i$) приведен на рис. 41.

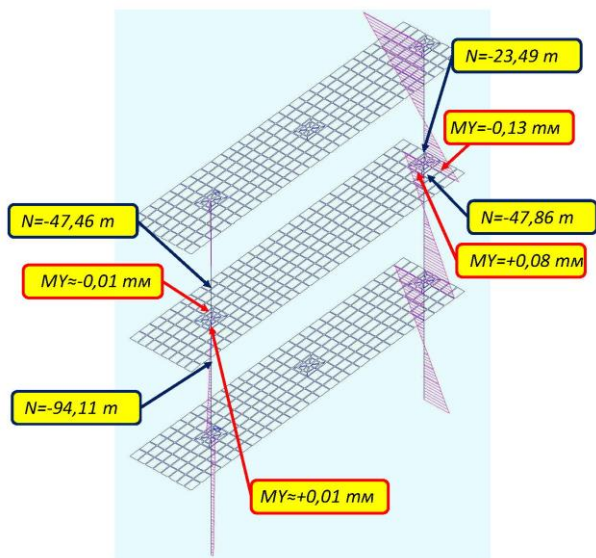


Рис. 40. Пример определения усилий в элементах опорной зоны ($N_i - M_Y_i$)

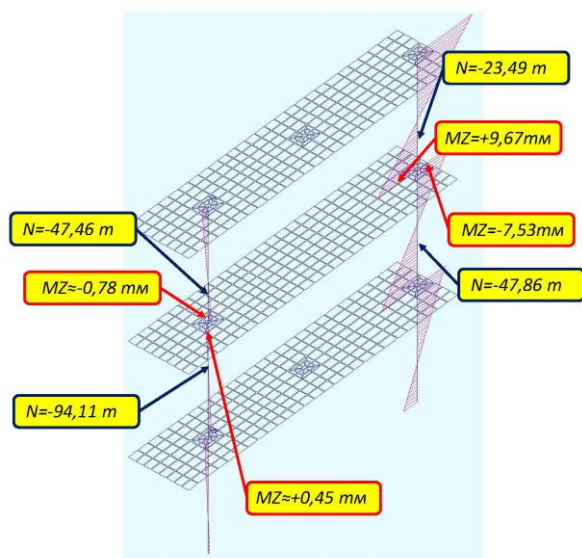


Рис. 41. Пример определения усилий в элементах опорной зоны ($N_i - M_Z_i$)

Определим несущую способность на продавливание рядового приколонного участка перекрытия при заданных габаритах сечения колонны 400x400мм.

Материалы. Бетон тяжелый класса В25, $R_b=14,5\text{МПа}$, $R_{bt}=1,05\text{МПа}$, $R_{b,ser}=18,5\text{МПа}$, $R_{bt,ser}=1,55\text{МПа}$, начальный модуль упругости $E_{b,0}=30000\text{МПа}$;

Арматура ненапрягаемая класса А400, $R_s=355\text{МПа}$, длительная прочность при сжатии $R_{s,long}=355\text{МПа}$, кратковременная прочность при сжатии $R_{s,sh}=355\text{МПа}$, модуль упругости $E_s=200000\text{МПа}$.

Геометрические характеристики. Колонны приняты квадратного сечения со стороной $a=b=400\text{мм}$, высота плиты $h_{пл}=200\text{мм}$, усредненная рабочая высота сечения $h_0=160\text{мм}$.

Осевые усилия в нижней и верхней колонне $N_d=47,86\text{т}$ и $N_u=23,49\text{т}$ соответственно (рис. 40, 41).

Сосредоточенную нагрузку на перекрытие F определяем как

$$F=N_d - N_u = 47,86 - 23,49 = 24,37\text{т} = 243,7\text{кН}.$$

Максимальные значения усилий в уровне плиты перекрытия на типовых этажах составили:

$$M_Y = 0,13 + 0,08 = 0,21\text{тм} = 2,1\text{кН}.$$

$$M_Z = 9,67 + 7,53 = 17,2\text{тм} = 172\text{кН}.$$

За расчетный сосредоточенный момент в каждом направлении принимаем половину суммы моментов в сечении по верхней и нижней граням плиты:

$$M_Y = 2,1/2 = 1,05\text{кН}.$$

$$M_Z = 172/2 = 86\text{кН}.$$

Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях производим из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1.$$

Предельная сосредоточенная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b = R_{bt} \cdot h_0 \cdot u.$$

Периметр контура расчетного поперечного сечения:

$$u = 4 \cdot (a + h_0) = 4 \cdot (0,4 + 0,16) = 2,24\text{м}$$

$$F_{b,ult} = 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 2,24 = 376,3\text{кН}$$

Предельный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{bx(y),ult} = R_{bt} \cdot W_{bx(y)} \cdot h_0.$$

Момент сопротивления расчетного поперечного сечения:

$$W_{bx(y)} = (a + h_0) \cdot \left(\frac{a + h_0}{3} + a + h_0 \right) = (0,4 + 0,16) \cdot \left(\frac{0,4 + 0,16}{3} + 0,4 + 0,16 \right) = 0,4181\text{м}^3$$

$$M_{bx(y),ult} = R_{bt} \cdot W_{bx(y)} \cdot h_0 = 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,4181 \cdot 0,16 = 70,3\text{кНм}$$

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{243,7}{376,3} + \frac{2,1}{70,3} + 0,5 \cdot \frac{243,7}{376,3} = 0,65 + 0,03 + 0,33 = 1,01 > 1$$

т.к. условие не выполняется, то в плите перекрытия над колонной необходима установка поперечной арматуры.

Расчет прочности элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях производят из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1.$$

Принимаем шаг поперечных стержней

$$s_w = 50 \text{ мм} < \frac{h_0}{3} = \frac{160}{3} = 53,3 \text{ мм}.$$

1 –й ряд стержней располагаем на расстоянии от колонны 75 мм, поскольку

$$\frac{h_0}{3} = \frac{160}{3} = 53,3 \text{ мм} < 75 \text{ мм} < \frac{h_0}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ мм}.$$

Тогда на расстоянии $0,5h_0 = 0,5 \cdot 160 = 80$ мм по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения может разместиться в одном сечении 2 стержня. Принимаем стержни из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа = 17 кН) минимального диаметра $\varnothing 6$ мм с $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$. Интенсивность поперечного армирования составит:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{s_w} = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot 17}{5} = 1,55 \text{ кН / см}.$$

Усилие, воспринимаемое поперечной арматурой:

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u = 0,8 \cdot 1,55 \cdot 2,24 \cdot 10^2 = 278 \text{ кН}.$$

При этом полученное предельное усилие, воспринимаемое арматурой, $F_{sw,ult}$ должно быть не менее $0,25F_{b,ult}$.

$$F_{sw,ult} = 278 \text{ кН} > 0,25 \cdot F_{b,ult} = 0,25 \cdot 376,3 = 94,075 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, поперечную арматуру учитываем полностью.

Момент, воспринимаемый поперечной арматурой:

$$M_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw}.$$

Поскольку поперечная арматура расположена равномерно по контуру, допускается принять $W_{sw} = W_b$ (п. 8.1.52 СП 63.13330.2012). Тогда момент, воспринимаемый поперечным армированием составит:

$$M_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw} = 0,8 \cdot 1,55 \cdot 0,4181 \cdot 10^2 = 51,84 \text{ кНм}.$$

Тогда условие прочности примет вид:

$$\begin{aligned} & \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} + \frac{M_z}{M_{bz,ult} + M_{sw,z,ult}} = \\ & = \frac{243,7}{376,3 + 278} + \frac{1,05}{70,3 + 51,84} + 0,5 \cdot \frac{243,7}{376,3 + 278} = 0,648 < 1 \end{aligned}$$

Таким образом, прочность на продавливание в рядовом участке плиты обеспечена.

Проверяем прочность расчетного сечения с контуром на расстоянии $0,5h_0$ за границей расположения поперечной арматуры. Согласно рис. 27 последний ряд поперечных стержней располагается на расстоянии от грузовой площадки (т.е. от колонны) равном

$$75+4\cdot 50=275\text{мм} > 1,5h_0 = 1,5\cdot 160=240\text{мм}.$$

Тогда контур нового расчетного сечения имеет размеры:

$$a = b = 400 + 2\cdot 275 + 160 = 1110\text{мм}.$$

Периметр контура расчетного поперечного сечения:

$$u = 2\cdot (a + b + 2\cdot h_0) = 2\cdot (1,11+1,11+2\cdot 0,16) = 5,08\text{м}$$

Момент сопротивления нового расчетного поперечного сечения:

$$W_{bx(y)} = (a + h_0) \cdot \left(\frac{a + h_0}{3} + a + h_0 \right) = (1,11+1,11) \cdot \left(\frac{1,11+0,16}{3} + 1,11+0,16 \right) = 3,7592\text{м}^3$$

Предельная сосредоточенная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 5,08 = 853,44\text{кН}$$

Предельный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{bx(y),ult} = R_{bt} \cdot W_{bx(y)} \cdot h_0 = 1,05 \cdot 10^3 \cdot 3,7592 \cdot 0,16 = 631,55\text{кНм}$$

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{243,7}{853,44} + \frac{2,1}{631,55} + \frac{172}{631,55} = 0,56 < 1$$

Таким образом, прочность данного сечения на продавливание обеспечена.

Конструирование поперечного армирования плиты перекрытия по критерию продавливания

Конструктивное решение поперечного армирования опорной зоны перекрытия по критерию продавливания может быть выполнено в двух вариантах:

1 - вариант с установкой в опорной зоне арматурных каркасов (как правило – плоских), изготовленных контактной точечной сваркой;

2 - вариант с установкой в опорной зоне гнутых стержней поперечного армирования в виде отдельных арматурных элементов (в виде вязаных арматурных каркасов).

С учетом малой толщины перекрытий, применяемых в зданиях жилого и офисно-служебного назначения, наиболее удобным для исполнения и применения при монтаже армирования перекрытия является 1-й вариант.

Вариант 1 исполняется путем приварки вертикальной арматуры к дополнительным горизонтальным стержням, обеспечивающим анкеровку поперечной арматуры. В случае исполнении сварных каркасов при помощи

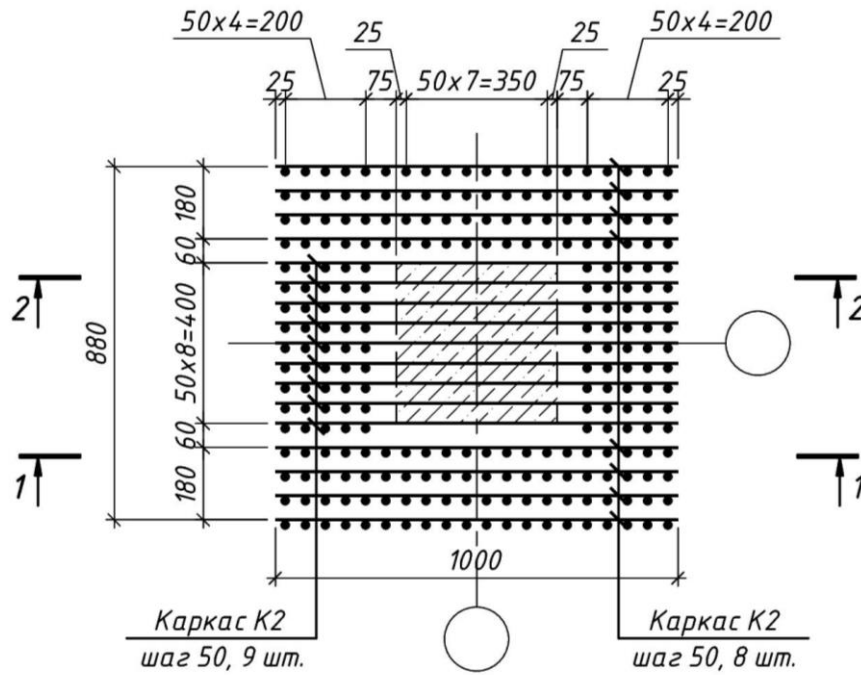
контактной точечной сварки класс арматуры не имеет значения. Диаметр горизонтальных стержней принимается не менее диаметра вертикальной арматуры. Верхние арматурные стержни могут выполнять роль дополнительной расчетной арматуры.

Если же каркасы изготавливаются на строительной площадке или отдельные горизонтальные стержни по условиям монтажа привариваются на месте, то класс арматуры должен обеспечивать надежность сварных соединений с применением электродуговой сварки.

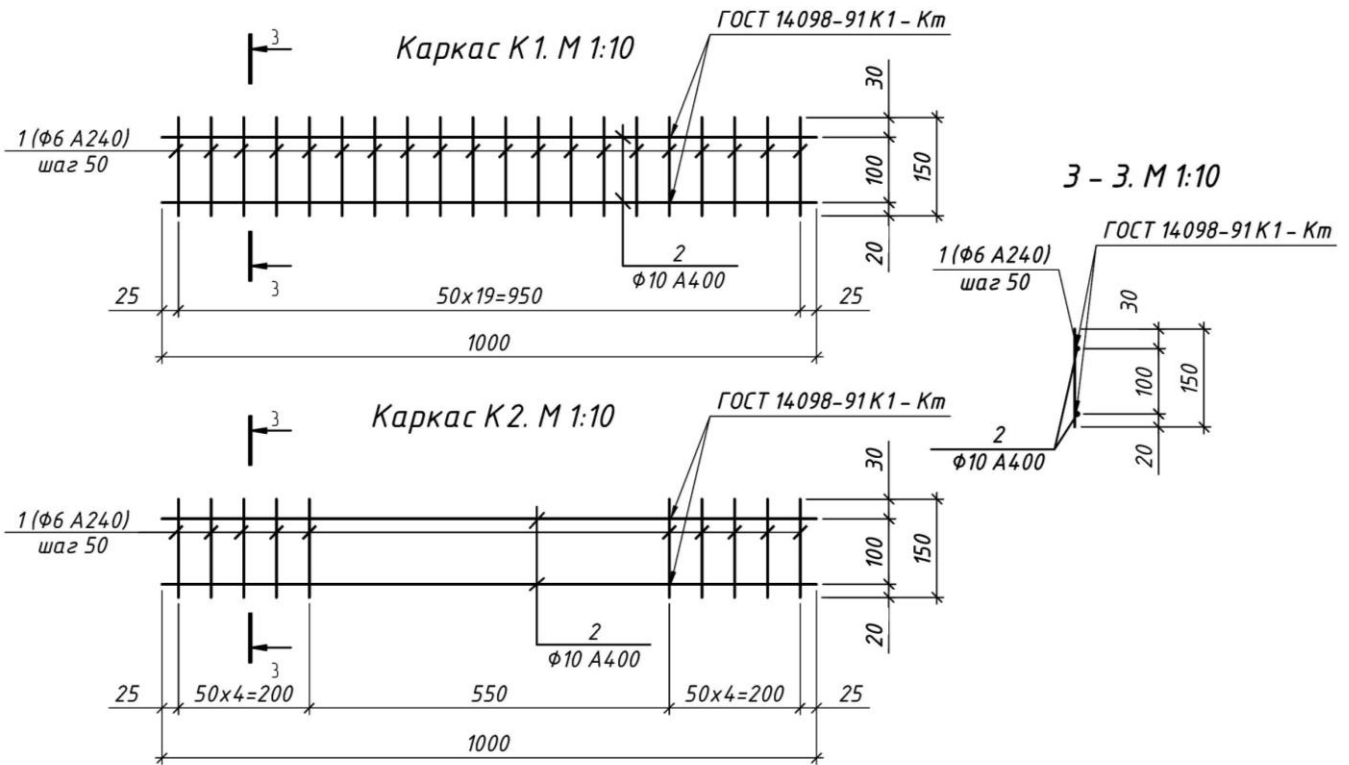
По этой причине приварку вертикальных стержней к рабочей арматуре плиты в условиях стройплощадки нужно считать ошибочным проектным решением, которое может привести к нарушению анкеровки поперечной арматуры и изменению характеристики рабочей арматуры из-за возможного пережога в процессе сварки. В соответствии с ГОСТ 14098-91 крестообразное ручное соединение тип КЗ-Рр для арматуры класса А400 (сталь 35ГС, 25Г2С) при температуре ниже 0 °С не допускается, а при температуре выше 0 °С допускается только для стали 25Г2С с наименьшим баллом "3" качества соединения (не гарантируется равнопрочность исходному металлу и пластическое разрушение, сварное соединение не удовлетворяет требованиям ГОСТ 5781-82, предъявляемым к стали в исходном состоянии). В связи с этим необходимо использовать крестообразное сварное соединение типа К1-Кт.

Схема установки арматурных каркасов поперечного армирования опорной зоны по критерию продавливания представлен на рис. 42.

а)



б)



Спецификация на каркасы

Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изд., кг
Каркас К1	1	φ6 A240 ГОСТ 5781-82 L=150	20	0,033	1,894
	2	φ10 A400 ГОСТ Р 52544-2006 L=1000	2	0,617	
Каркас К2	1	φ6 A240 ГОСТ 5781-82 L=150	10	0,033	1,564
	3	φ10 A400 ГОСТ Р 52544-2006 L=1000	2	0,617	

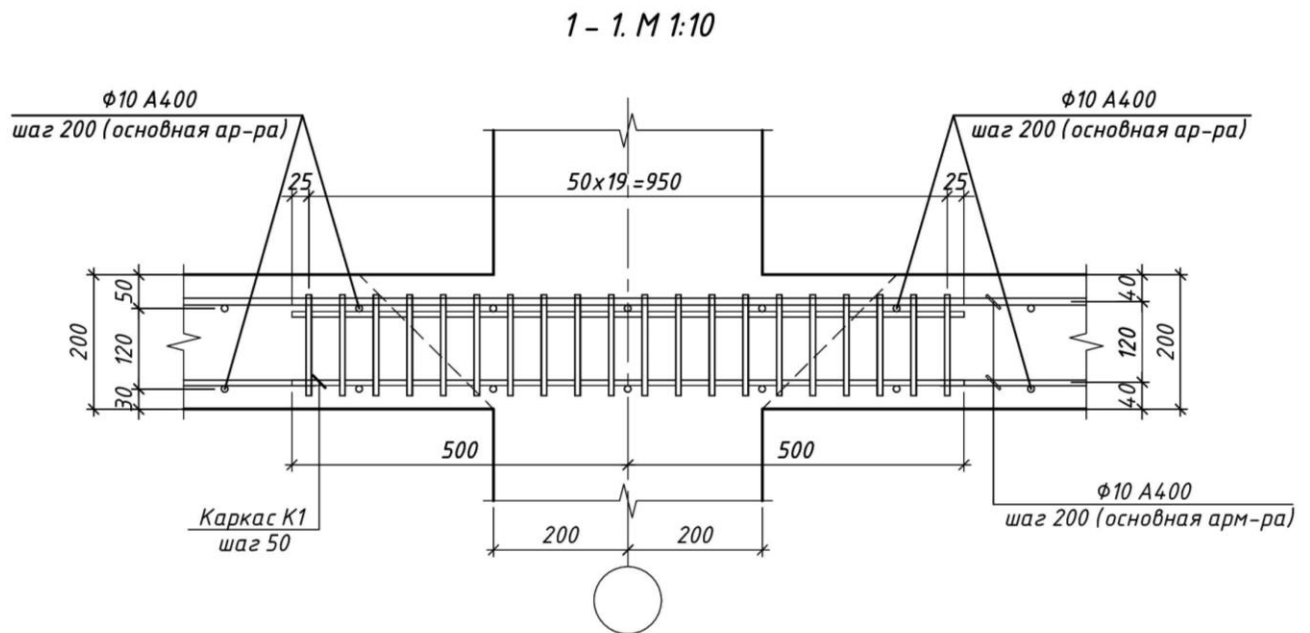


Рис. 42. Схема установки поперечной арматуры
 а) Схема установки арматурных каркасов поперечного армирования опорной зоны по критерию продавливания б) Плоские арматурные каркасы поперечного армирования в) Характерные сечения

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* М.: ГУП ЦПП, 2011.
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-101-2003 М.: ФГУП ЦПП, 2004.
3. ГОСТ Р 54257-2010 Надежность строительных конструкций и оснований.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 520101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 520101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.
6. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. М.: Стройиздат, 1977.
7. Справочник проектировщика. Том I – расчетно-теоретический. М.: Стройиздат, 1972.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Минимальный класс бетона элементов с предварительно напряженной арматурой

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
<i>Арматура классов:</i>	
A600-A800	B20
A1000	B30
<i>Арматура классов:</i>	
Vp1200, Vp1300,	B30
Vp1400, Vp1600, Vp1600	B20
K1400, K1500, K1600, K1700	B30

Приложение 2

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин – $a_{crc,ult}$ из условия обеспечения сохранности арматуры

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

При арматуре классов	При продолжительном раскрытии трещин, мм	При непродолжительном раскрытии трещин, мм
A240-A600 B500	0,3	0,4
A800; A1000 Vp1200-Vp1400 K1400; K1500(K-19) K1500(K-7) K1600 диаметром 12 мм	0,2	0,3
Vp1500 K1500 (K-7), K1600 диаметром 6 и 9 мм	0,1	0,2

Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$ и $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$	0,85	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75

Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt}

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность), R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое, R_{bt}	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80

Полностью таблицы нормативных и расчетных сопротивлений бетона см. [2]

Значения начального модуля упругости бетона E_b

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Нормативные значения сопротивления арматуры растяжению $R_{s,n}$

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6-40	240
A400	6-40	400
A500	10-40	500
A600	10-40	600
A800	10-32	800
A1000	10-32	1000
B500	3-12	500
Bp500	3-5	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300
Bp1400	4; 5; 6	1400
Bp1500	3	1500
Bp1600	3-5	1600
K1400(K-7)	15	1400
K1500(K-7)	6; 9; 12	1500
K1500(K-19)	14	1500
K1600	6; 9; 12; 15	1600
K1700	6-9	1700

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s и сжатию R_{sc}

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	215	Bp1300	1130	500
A400	350	350	Bp1400	1215	500
A500	435	435	Bp1500	1300	500
A600	520	470	Bp1600	1390	500
A800	695	500	K1400	1170	500
A1000	830	500	K1500	1250	500
B500	435	415	K1600	1390	500
Bp500	415	390	K1700	1475	500
Bp1200	1000	500			

Примечание. Значения R_s в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw}

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа	170	280	300	300

Значения модуля упругости арматуры E_s

Класс арматуры	Значения модуля упругости E_s , МПа
Арматура всех классов кроме канатной	200000
Канатная классов K1400;K1500;K1600;K1700	195000

Значения ξ , ζ , α_m

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,8	0,32	0,70	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,80	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,90	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1,00	0,50	0,50
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375			

Значения ξ_R , α_R

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

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления; мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм.	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Значения φ_c

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,2	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
	0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60
0,9		0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
1,0		0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
1,1		0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
1,2		0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
1,3		0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6		0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
	0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90
0,9		0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
1,0		0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
1,1		0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,55	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
1,2		0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
1,3		0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0		0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

Коэффициент ползучести бетона

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП131.13330.2012 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Расчетные значения веса снегового покрова S_g на 1м^2 горизонтальной поверхности земли

Район (карта 1 СП 20.13330.2011. приложение 3)	Города, расположенные в соответствующих районах	S_g , кПа
I	Астрахань, Благовещенск, Чита	0,8
II	Волгоград, Иркутск, Хабаровск	1,2
III	Белгород, Великий Новгород, Воронеж, Екатеринбург, Красноярск, Курск, Липецк, Москва, Омск, Орел, Санкт - Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тюмень, Челябинск	1,8
IV	Вологда, Кемерово, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новосибирск, Самара, Тверь, Томск, Ярославль	2,4
V	Киров, Пермь, Салехард, Уфа	3,2
VI	Нефтегорск, Печора	4,0
VII	Петропавловск - Камчатский	4,8

Значения коэффициента продольного изгиба φ

Класс бетона	φ при l_0/h равном			
	6	10	15	20
B20-B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65

Значения коэффициента ζ

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициенты $\zeta = zh_0$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$, равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1} A'_{sp} + \alpha_{s1} A'_s}{bh_0} ; e_s = \frac{M_s}{P} ; \mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1} A_{sp} + \alpha_{s1} A_s}{bh_0}$$

Нормативное значение ветрового давления w_0

Район (карта 3 [1], приложение Ж)	Города, расположенные в соответствующих районах	w_0 , кПа
Ia	Бодайбо	0,17
I	Великий Новгород, Вологда, Екатеринбург, Киров, Москва, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Пермь, Смоленск, Тверь, Тюмень, Ярославль	0,23
II	Благовещенск, Белгород, Воронеж, Курск, Липецк, Омск, Орел, Печора, Санкт-Петербург, Тамбов, Уфа, Челябинск, Чита	0,30
III	Астрахань, Волгоград, Иркутск, Кемерово, Красноярск, Новосибирск, Самара, Саратов, Томск, Хабаровск	0,38
IV	Мурманск, Салехард	0,48
V	Анапа	0,60
VI	Новороссийск, Южно-Сахалинск	0,73
VII	Петропавловск - Камчатский	0,85

Тип местности и коэффициенты k , учитывающие изменения ветрового давления по высоте Z

А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

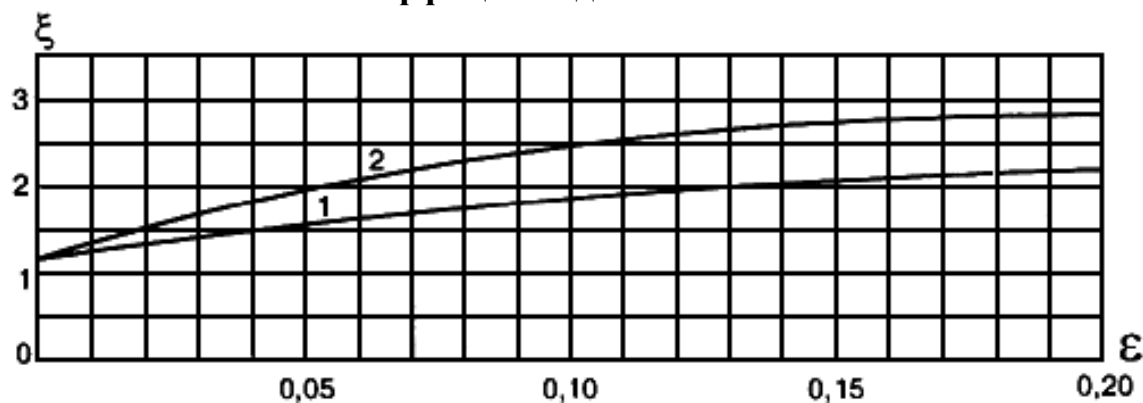
С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Высота Z , м	Коэффициенты k для типов местности		
	А	В	С
5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25

Коэффициент пульсаций давления ветра на уровне Z

Высота Z, м	Коэффициент пульсаций давления ветра ζ для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00

Коэффициент динамичности



1 - для железобетонных и каменных сооружений, а также зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций ($\delta=0,3$); 2 - для стальных башен, мачт, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментах ($\delta=0,15$)

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ν

$\rho, \text{ м}$	Коэффициент ν при $\chi, \text{ м}$, равном						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

Значения φ_w

d_w	6	8	10	12	14
φ_w	200	150	120	100	80

Расчет монолитного железобетонного перекрытия численными методами (Метод Конечных Элементов)

Моделирование конструкций монолитного перекрытия

Основа проектирования несущих конструкций - это знание (прогноз) напряженно-деформированного состояния (НДС) как в отдельном конструктивном элементе, так и в системе (здании) в целом.

Основные этапы расчета:

- выбор расчетного метода (программного комплекса) для реализации расчета например, Метод Конечных Элементов в конкретной его реализации;
- разработка (создание) модели несущих конструкций;
- проверка модели;
- расчет;
- верификация результатов.

Разработка (создание) модели несущих конструкций:

- Выделение из объекта несущей части и элементов, воспринимающих нагрузки на здание;
- Геометрическое моделирование;
- Идеализация материала конструкции;
- Идеализация связей между элементами конструкции (внутренние связи) и связей между конструкцией и внешней средой (внешние связи).

Действительная (фактическая) реакция сооружения на воздействие окружающей среды определяется системой сложных физико-механических процессов. Теоретическое описание процессов реакции конструкции (материалов) на воздействие (во всем интервале – вплоть до разрушения) не всегда известно.

Недостаточность знаний о поведении конструкций под нагрузкой, достоверных знаний о воздействиях и о взаимодействии конструкции с внешней средой приводит к необходимости замены физической реальности расчетной моделью, аппроксимирующей реальность, с идеализированными свойствами.

Технология формирования расчетной модели несущей системы здания и перекрытия типового этажа.

Этап 1. Выделение из объекта несущей системы здания (рис. П.25.1).

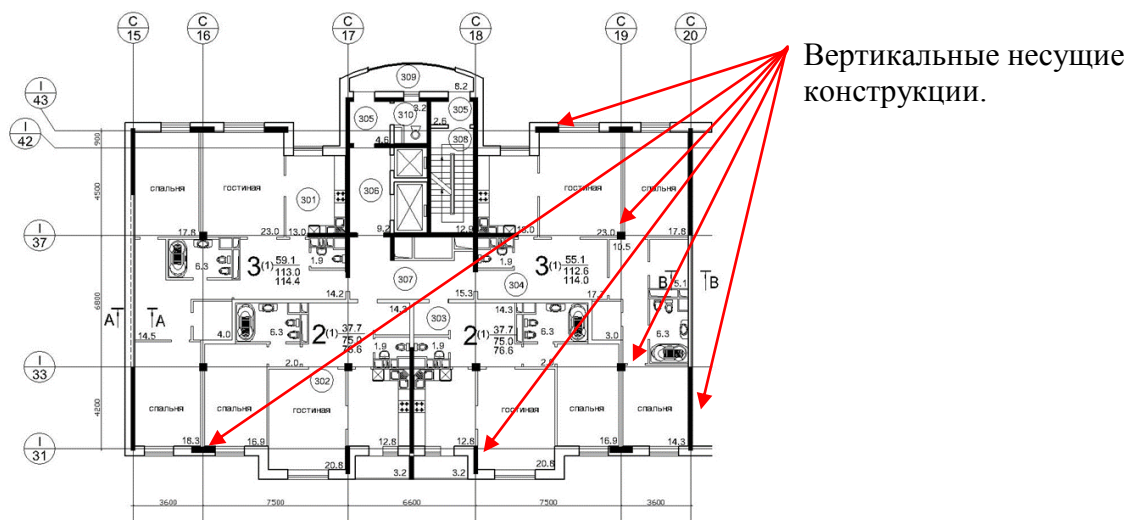


Рис. П.25.1. Выделение из объекта несущей системы здания

Построение сетки разбивочных осей методами препроцессора вычислительного комплекса (рис. П.25.2).

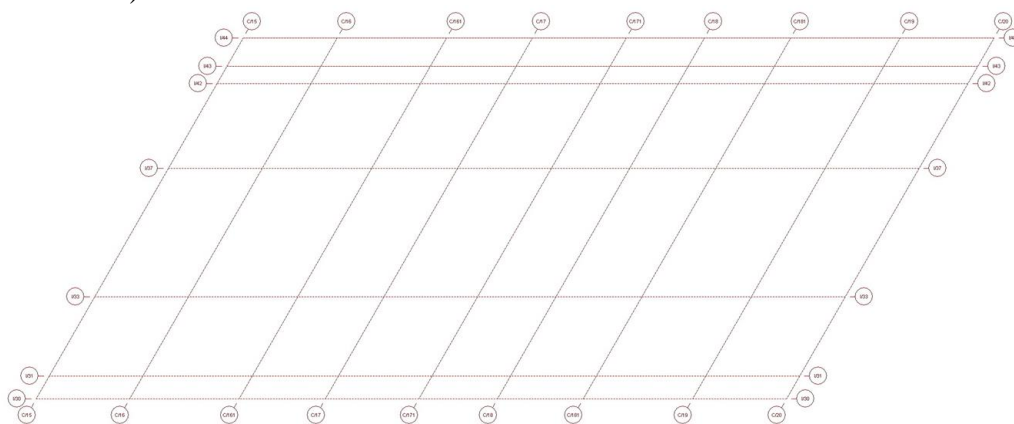


Рис. П.25.2 Построение сетки разбивочных осей здания

Этап 2. Формирование конечноэлементной модели перекрытия типового этажа.

На построенной сетке осей здания при помощи инструментов расчетного комплекса выполняется процедура генерации узлов на пересечениях разбивочных осей. Полученная сетка узлов расчетного пространства, которая расположена в плоскости перекрытия, позволит построить сетку конечных элементов вида «пластина» (как правило, используются КЭ типа «оболочка»). Построение сетки конечных элементов выполняется инструментами, встроенными в расчетной комплекс. Наиболее рациональный инструмент – «генератор сетки пластинчатых КЭ на заданных узлах», а процедура, выполняемая этим инструментом, часто

именуется процедурой «триангуляции» с созданием сетки пластинчатых КЭ на заданных узлах. При этом, как правило, предлагается набор опций, таких как: объединить треугольные КЭ в четырехугольные; ввести промежуточные узлы между имеющимися узлами по линии триангуляции; определение максимального размера создаваемого конечного элемента и т.п. Набор опций генерации сетки КЭ на плоскости существенно различается в разных расчетных комплексах.

Некоторые замечания о размерах пластинчатых КЭ для расчета плит перекрытий.

Размер конечных элементов должен позволять проанализировать напряжения в зонах их максимально быстрого изменения – на приопорных участках величина изгибающего момента меняется наиболее интенсивно на единицу длины. Например, при пролете 6,0 м сетка КЭ с размерами 1,0 м не позволит детально проанализировать приопорную зону, на которой будет расположена сетка 4x4 КЭ. Сетка КЭ с размерами 0,3 ÷ 0,4 м дает возможность получить детальную картину полей изгибающих моментов в приопорной зоне плиты.

Очевидно, что в пролетной зоне столь мелкая сетка КЭ не является необходимой, что позволяет использовать более крупную сетку КЭ. Если средства расчетного комплекса позволяют задавать сетку КЭ различной густоты, то целесообразно использовать такую возможность. При отсутствии указанной опции целесообразно использовать сетку КЭ с едиными размерами, обеспечивающими детальный анализ в зонах с наибольшей интенсивностью изменения силового фактора.

Контур триангуляции для генерации сетки пластинчатых КЭ определяется специальным инструментом препроцессора – так называемой «резиновой» триангуляционной нитью, которую привязывают тем или иным способом к узлам расчетного пространства – см. рис. П.25.3.

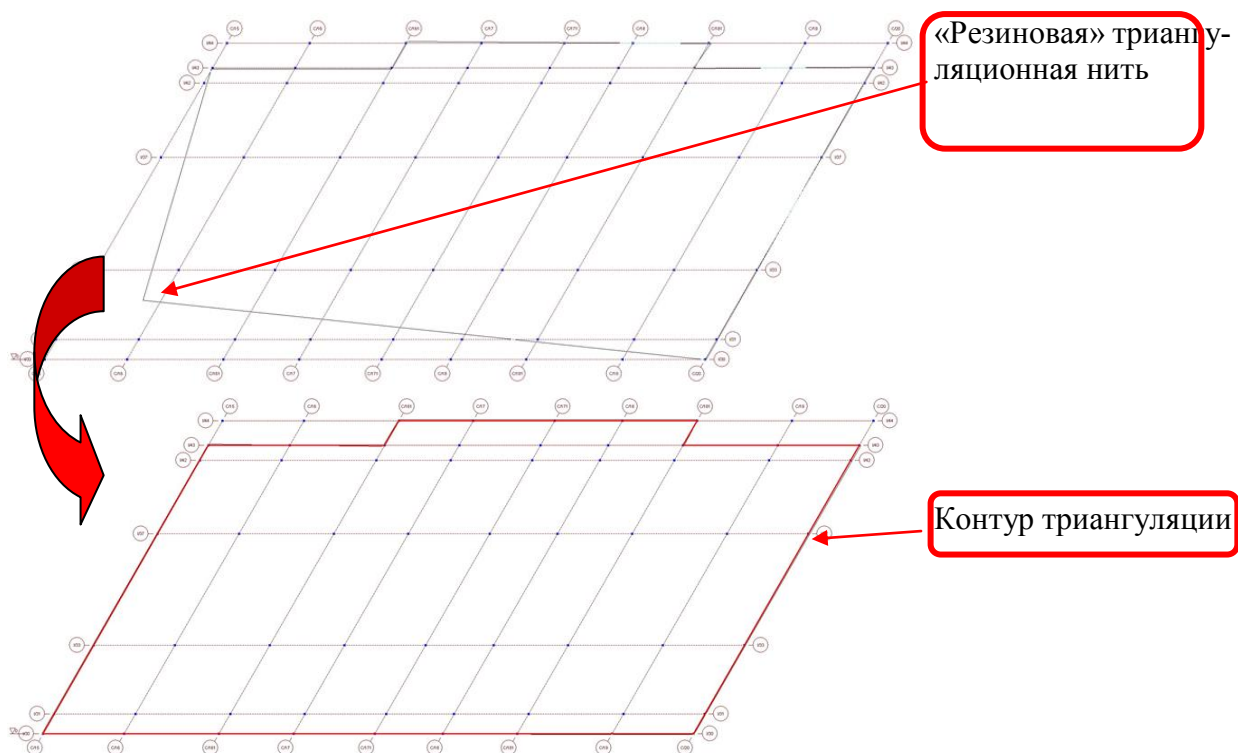


Рис. П.25.3. Процедура формирования контура для генерации сетки пластинчатых КЭ

На сформированном контуре триангуляции расчетный комплекс генерирует сетку пластинчатых конечных элементов. При этом не всегда полученная сетка КЭ может считаться приемлемой («удобной») для дальнейшей работы – см. рис. П.25.4. Считается, что сетка КЭ «удобна», если полученный набор КЭ обладает свойством регулярности, т.е. конечные элементы подобны друг другу. Следует также избегать вытянутых («игольчатых») пластин-

чатых КЭ. Пример более приемлемой («удобной») сеткой пластинчатых конечных элементов приведен на рис. П.25.5.

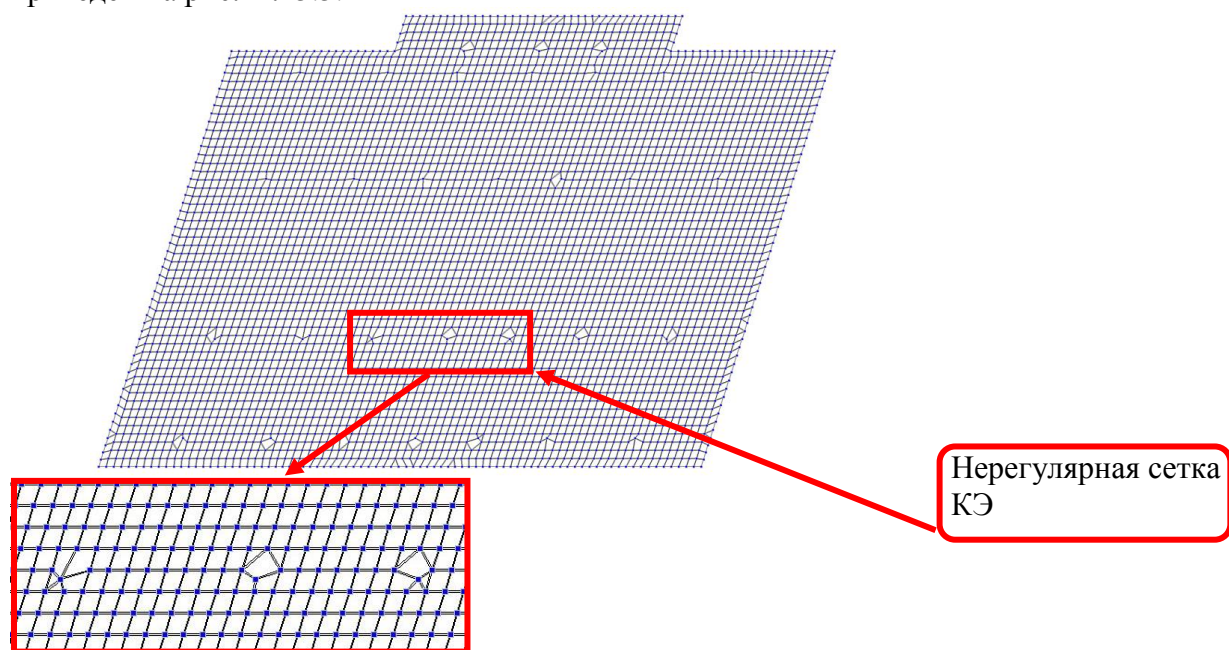


Рис. П.25.4. Результат генерации сетки пластинчатых конечных элементов на заданном контуре - «неудобная» сетка КЭ

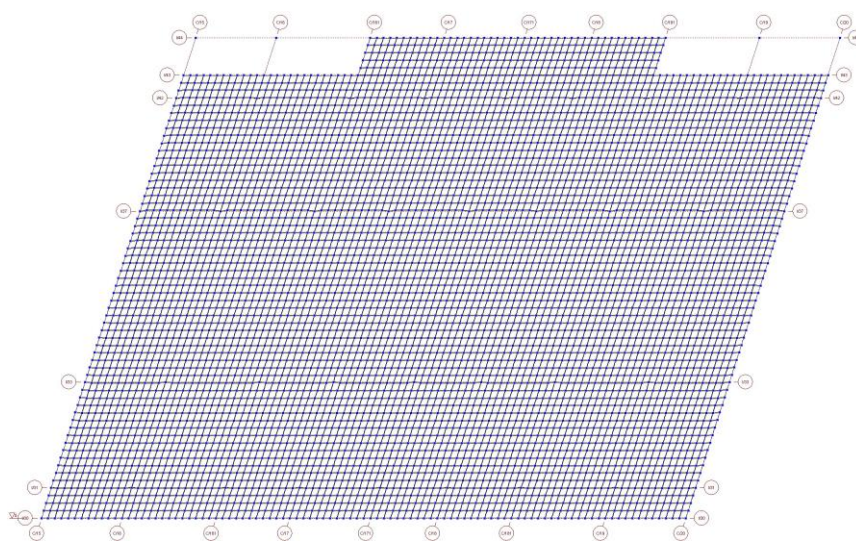


Рис. П.25.5. Результат генерации сетки пластинчатых конечных элементов на заданном контуре – приемлемая («удобная») сетка КЭ.

3 этап: формирование конечноэлементной модели вертикальных несущих конструкций этажа (рис. П.25.6).

Расчетная модель вертикальных несущих конструкций формируется на основе сетки узлов перекрытия типового этажа, полученных в результате работы процедуры «генерация сетка пластинчатых КЭ на заданном контуре». Таким образом, необходимым условием адекватного моделирования вертикальных несущих конструкций является точное положение узлов в плоскости перекрытия, соответствующее положению вертикальной несущей конструкции. Для колонн указанное условие не является критичным – колонна аппроксимируется КЭ типа «стержень» с одним узлом в уровне перекрытия, который, как правило, располагается на пересечении осей. Для стен и простенков, которые аппроксимируются КЭ типа «пластина», положение общих с перекрытием узлов на одной линии является абсолютно обязательным, в противном случае набор пластин стены или простенка не будет плоским.

Положение узлов, определяющих вертикальные стеновые несущие конструкции необходимо контролировать в процессе формирования модели перекрытия типового этажа. В отдельных случаях весьма эффективным является метод принудительного задания узлов по определенной линии в плоскости перекрытия.

Наиболее технологичным представляется метод генерации сетки пластинчатых конечных элементов, аппроксимирующих стеновые конструкции, путем дублирования опорных узлов перекрытия с заданным шагом вниз (вверх) относительно плоскости модели перекрытия. Таким образом формируется сетка узлов в вертикальной плоскости, на которой методом генерации сетки пластинчатых конечных элементов можно сформировать элементы расчетной модели, соответствующие стенам типового этажа.

Аналогичный прием можно использовать и для формирования стержневых элементов, аппроксимирующих колонны типового этажа. При этом шаг дублирования опорных узлов должен соответствовать высоте этажа.

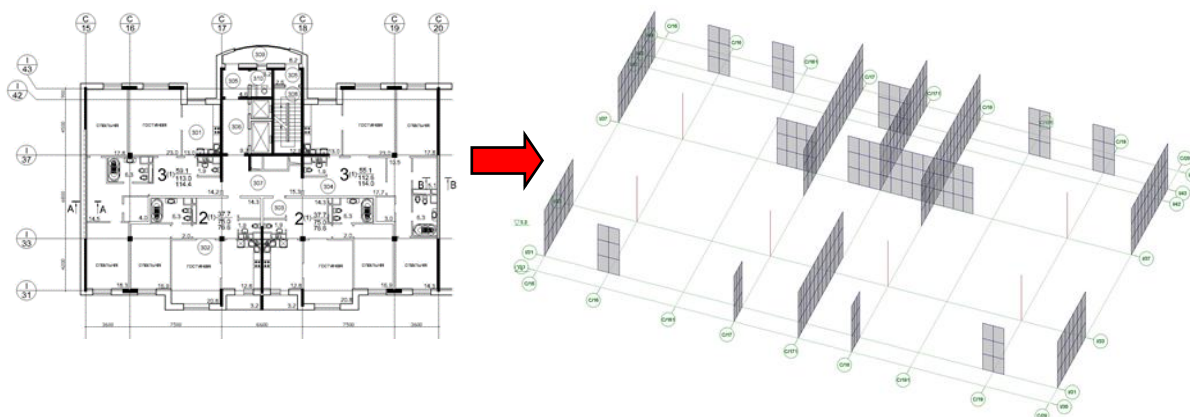


Схема несущих конструкций типового этажа.

Вид конечноэлементной модели вертикальных несущих конструкций типового этажа.

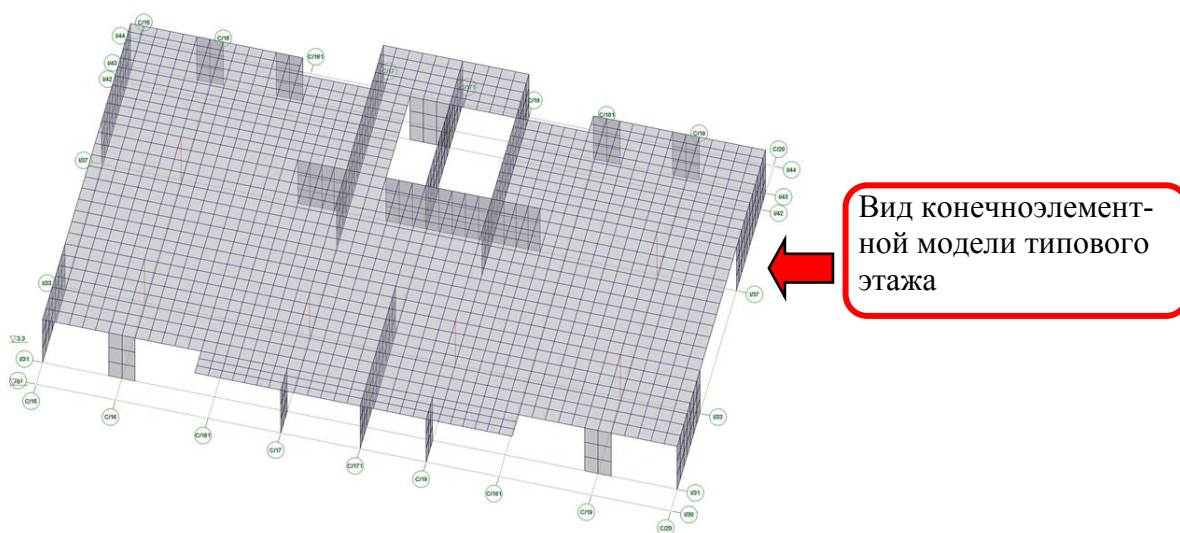


Рис. П.25.6. Формирование конечноэлементной модели вертикальных несущих конструкций этажа

4 этап: назначение жесткостей конечных элементов несущих конструкций этажа (см. рис. П.25.7) – этап выполняется средствами препроцессора вычислительного комплекса.

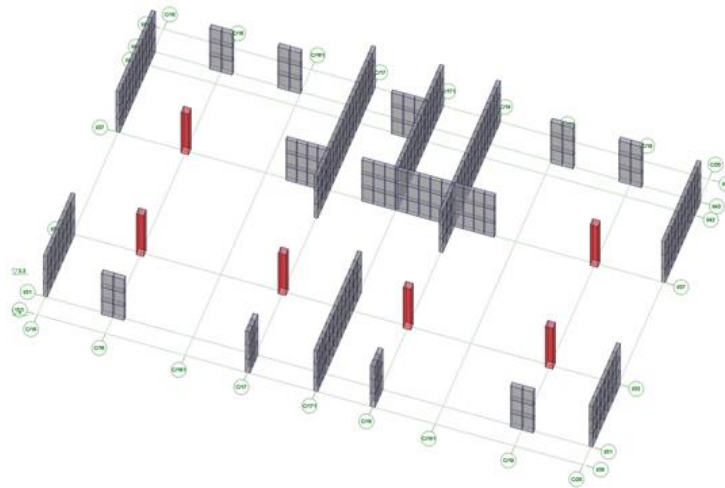
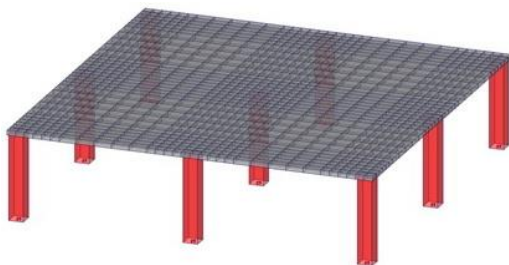


Рис. П.25.7. Вид конечноэлементной модели вертикальных несущих конструкций этажа с размерами сечений, соответствующих элементам конструкций

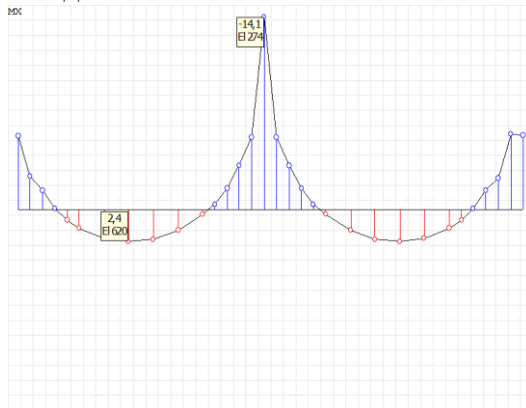
Кроме размеров сечений стержневых элементов и толщин пластинчатых КЭ необходимо назначить модули упругости материалов конструктивных элементов, а для пластин – коэффициенты Пуассона.

При разработке модели несущих конструкций необходимо учитывать ряд особенностей моделирования, которые позволяют получить более достоверную модель.

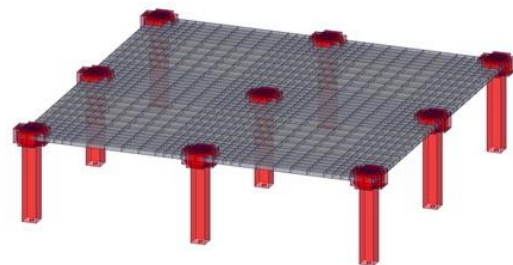
Так, при моделировании следует учитывать физические размеры опорных элементов перекрытия – плиты перекрытия формируют изогнутую ось, начиная от грани опорной конструкции. Неучет в расчетной модели указанных обстоятельств приведет к тому, что уровень изгибающего момента будет определяться по оси колонны и, следовательно, значение изгибающего момента будут существенно превышать величину изгибающего момента по грани опоры. Пример, иллюстрирующий указанную особенность моделирования приведен на рис. П.25.8.



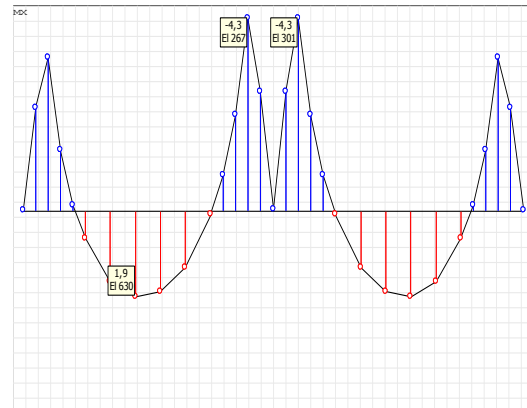
Модель тип 1
«Тривиальный» стык стержень + пластина в одной точке



Модель тип 1. Эпюра моментов: $M_{\min} = -14,1$ тм; $M_{\max} = 2,4$ тм.



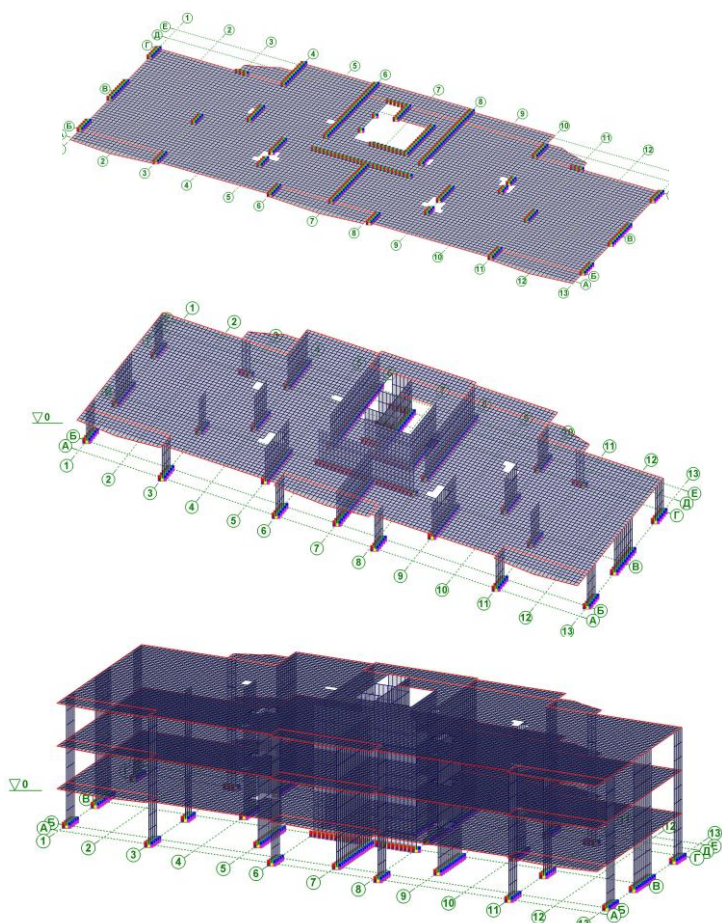
Модель тип 2
Стык стержень + стыковочные элементы + пластина



Модель тип 2. Эпюра моментов: $M_{\min} = -4,3$ тм; $M_{\max} = 1,9$ тм.

Рис. П.25.8. Пример учета размера опорных конструкций перекрытия

При моделировании следует учитывать деформируемость (жесткость) опорных конструкций. Жесткое закрепление опорных узлов конечноэлементной модели перекрытия существенно искажает схему деформирования и распределения усилий в расчетной схеме перекрытия. Пример, иллюстрирующий влияние условий опирания перекрытия, приведен на рис. П.25.9.



Перекрытие – модель тип 1 – жесткое закрепление опорных узлов.

Перекрытие – модель тип 2 – опирание на вертикальные конструкции нижнего яруса с жестким закрепление опорных узлов этих конструкций.

Перекрытие – модель тип 3 – комбинация из 3-х типовых этажей здания с вертикальными несущими конструкциями (узлы нижнего яруса опорных конструкций жестко закреплены). Исследуется среднее перекрытие.

Рис. П.25.9. Расчетные модели перекрытий с различными видами опирания

Модели, представленные на рис. П.25.9, загружены распределенной нагрузкой 12 кПа по всей площади плиты перекрытия. По результатам статического расчета определены усилия и напряжения в конечных элементах модели и выполнен расчет требуемого армирования (в соответствии с действующими нормами). Очевидно, что величина расчетного армирования может служить интегральной оценкой напряженного состояния конструкции, что позволяет на основании сравнения параметров армирования оценить влияние условий опирания на уровень напряжений в плите перекрытия (см. табл. П.27.1).

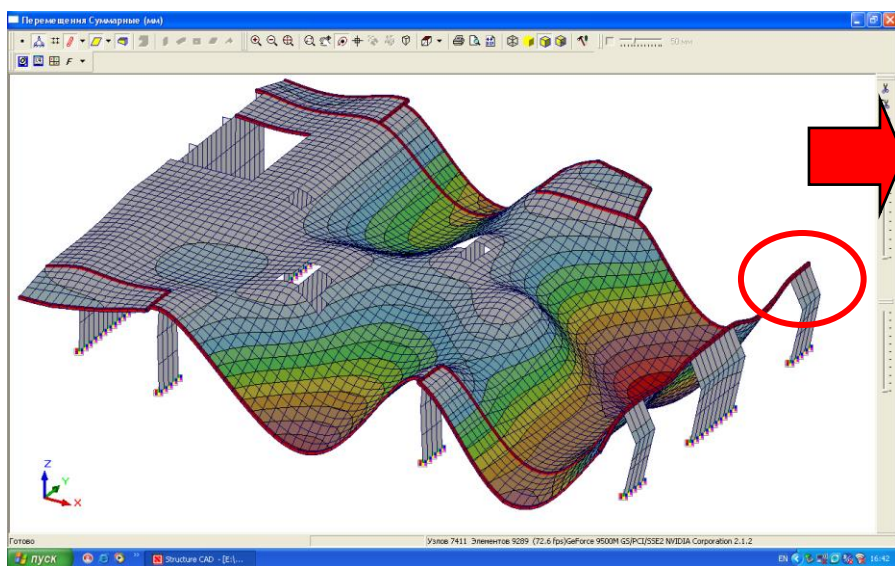
Табл. П.25.1.

Сравнительная таблица параметров армирования

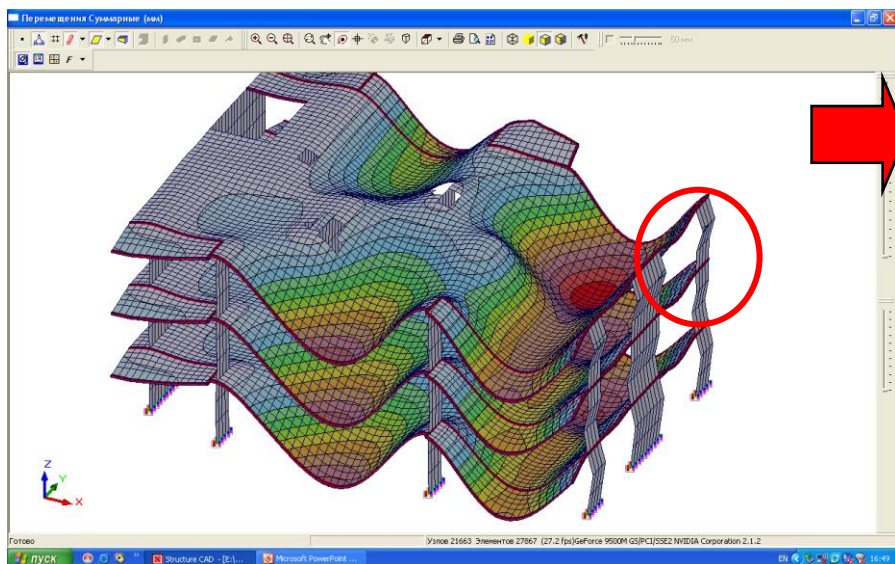
Вид модели	Нижнее армирование в продольном направлении в крайнем пролете		Верхнее армирование в продольном направлении на средней опоре		Верхнее армирование в продольном направлении на крайней опоре	
	(см ² /м.пог.)	%	(см ² /м.пог.)	%	(см ² /м.пог.)	%
1	7,2	100	21,0	100	21,0	100
2	9,6	126,3	19,5	92,9	12,6	60,0
3	8,7	114,5	23,1	110,0	19,8	94,3

Анализ результатов теста показывает, что жесткое защемление опорных узлов в модели перекрытия типа 1 привело к неоправданному росту моментной составляющей на опорах (в наибольшей степени – на крайних). О причинах увеличения армирования нижней зоны

перекрытия в крайнем пролете (по отношению к уровню модели типа 1) можно судить по схемам деформирования моделей типа 2 и типа 3 (см. рис. П.25.10).



Модель перекрытия тип 2. Схема деформирования плиты перекрытия в крайнем пролете определяется существенными деформациями опорных конструкций, что является характерным для несущих конструкций покрытия.



Модель перекрытия тип 3. Схема деформирования плиты перекрытия в крайнем пролете определяется малым углом поворота опорных конструкций, что обеспечивается совместной работой опорных конструкций по высоте модели.

Рис. П.25.10. Схемы деформирования моделей перекрытия с различным типом опорных конструкций

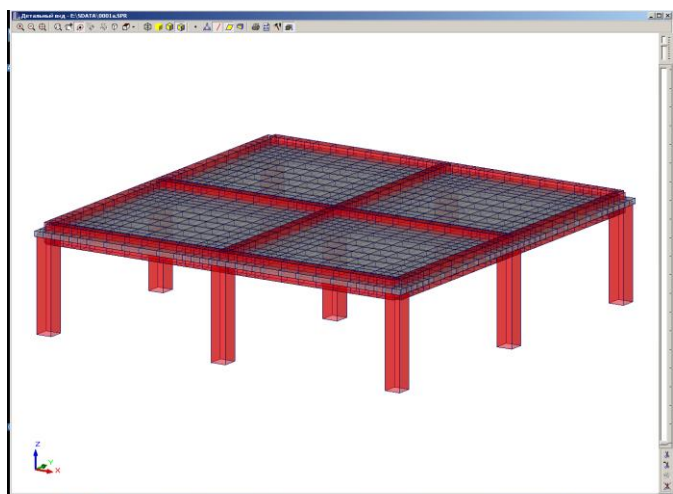
При формировании моделей балочных перекрытий необходимо учитывать действительное положение балок относительно нейтральной оси плиты перекрытия. Смещение оси, проходящей через центр тяжести сечения стержневого КЭ, относительно нейтральной оси плиты перекрытия обеспечивается путем введения абсолютно жестких вставок относительно местной оси (как правило – оси Z_1) в начало и в конец стержня. Пример положения балки относительно нейтральной оси плиты перекрытия см. рис. П.25.11.

Различное положение балки относительно нейтральной оси перекрытия существенным образом влияет на формирование напряжений как в балке, так и в плите перекрытия.

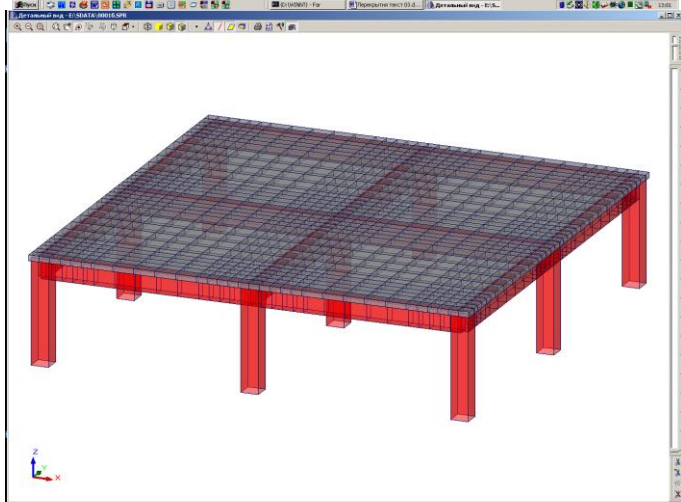
Так, в случае положения нейтральной оси балки ниже нейтральной оси перекрытия (традиционная схема устройства балок – рис. П.25.11.Б), плита перекрытия в центре пролета включается в сжатую часть рабочего сечения балочного перекрытия. Такое конструктивное решение обеспечивает наиболее полное использование балки как элемента жесткости в составе монолитного перекрытия.

Конструктивная схема с установкой балки выше плоскости перекрытия (рис. П.25.11.В) также эффективна с позиций использования балки как элемента жесткости, однако степень эффективности ниже, чем по схеме П.25.11.Б.

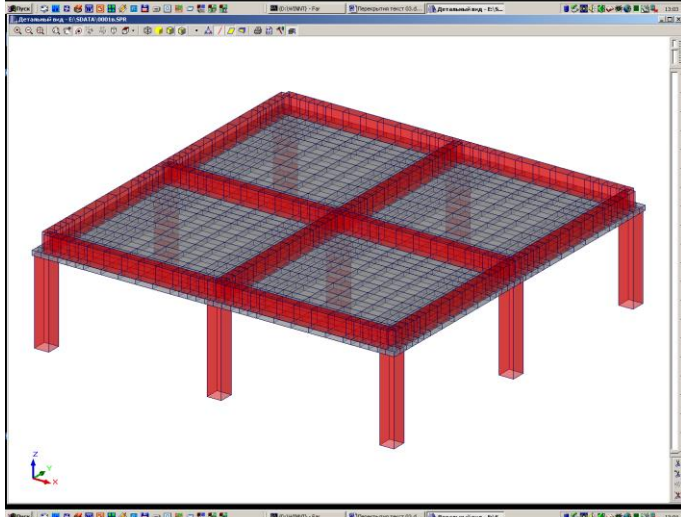
Конструктивная схема установки балки с совпадением нейтральной оси с осью перекрытия (рис. П.25.11.А) является неэффективной - такая балка в минимальной степени влияет на работу перекрытия.



А. Ось балки, проходящая через центр тяжести сечения, и нейтральная плиты перекрытия совпадают.



Б. Ось балки, проходящая через центр тяжести сечения находится ниже нейтральной оси плиты перекрытия. Верхние плоскости балки и плиты перекрытия совпадают.



В. Ось балки, проходящая через центр тяжести сечения находится выше нейтральной оси плиты перекрытия. Нижние плоскости балки и плиты перекрытия совпадают.

Рис. П.25.11. Примеры положения балки относительно нейтральной оси перекрытия

Основные конструктивные требования

Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности бетонных и железобетонных конструкций помимо требований к расчету следует также выполнять конструктивные требования к геометрическим размерам и армированию.

Конструктивные требования устанавливаются для тех случаев, когда:

- расчетом не представляется возможным достаточно точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;
- конструктивные требования определяют граничные условия, в пределах которых могут быть использованы принятые расчетные положения;
- конструктивные требования обеспечивают выполнение технологии изготовления бетонных и железобетонных конструкций.

Требования к геометрическим размерам должны обеспечивать:

- возможность размещения арматуры, анкеровки и совместной работы с бетоном;
- ограничение гибкости сжатых элементов;
- требуемые показатели качества бетона в конструкции (ГОСТ 13015).

В конструкциях зданий и сооружений следует предусматривать их разрезку постоянными и временными температурно-усадочными швами, расстояния между которыми назначают в зависимости от климатических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п.

Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
- огнестойкость конструкций.

Минимальные значения толщины слоя бетона рабочей арматуры (в том числе арматуры, расположенной у внутренних граней полых элементов кольцевого или коробчатого сечения) следует принимать в зависимости от условий эксплуатации конструкций:

Условия эксплуатации конструкций	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	40

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

Требования к армированию.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры следует принимать не менее (рис. П.26.1):

- 25 мм - при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании - для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;
- 30 мм - то же, для верхней арматуры;
- 50 мм - то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

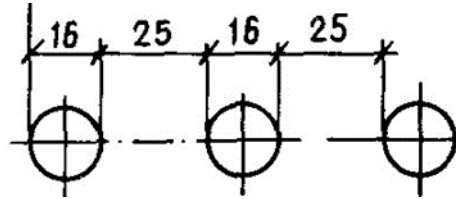


Рис. П.26.1. Схема расстояний между стержнями арматуры

Допускается (при стесненных условиях) располагать стержни группами - пучками (без зазора между ними). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного по площади сечения пучка арматуры, принимаемого равным (рис. П.26.2):

$$d_{s,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{si}^2},$$

где: d_{si} - диаметр одного стержня в пучке,
 n - число стержней в пучке.

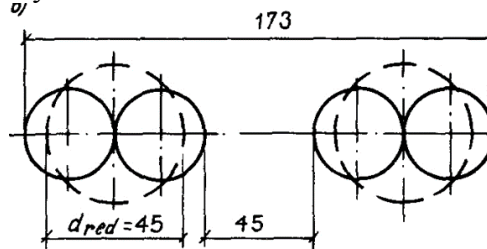


Рис. П.26.2. Схема расстояний между пучками стержней арматуры

Продольное армирование.

В железобетонных элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету следует принимать не менее (процентах от площади сечения бетона) μ_s :

- 0,1% - в изгибаемых, внецентренно растянутых элементах и внецентренно сжатых элементах при гибкости - $l_0/i \leq 17$ (для прямоугольных сечений $l_0/h \leq 5$);
- 0,25% - во внецентренно сжатых элементах при гибкости $l_0/i \geq 87$ (для прямоугольных сечений $l_0/h \geq 25$);
- для промежуточных значений гибкости элементов значение μ_s определяют по интерполяции.

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$$

где: b - ширина прямоугольного сечения либо ширина ребра таврового (двутавового) сечения;

h_0 - рабочая высота сечения.

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое большей указанных выше значений и относить ее к полной площади сечения бетона.

В железобетонных линейных конструкциях и плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, должны быть не более:

В железобетонных балках и плитах:

- 200 мм - при высоте поперечного сечения $h \leq 150$ мм;

- $1,5 h$ и 400 мм - при высоте поперечного сечения $h > 150$ мм.

В железобетонных колоннах:

- 400 мм - в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;

- 500 мм - в направлении плоскости изгиба.

В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры принимают не более $2t$ и 400 мм (t - толщина стены), а горизонтальной - не более 400 мм.

В балках и ребрах шириной более 150 мм число продольных рабочих растянутых стержней в поперечном сечении должно быть не менее двух. При ширине элемента 150 мм и менее допускается устанавливать в поперечном сечении один продольный стержень.

В балках до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры с площадью сечения не менее $1/2$ площади сечения стержней в пролете и не менее двух стержней.

В плитах до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры на 1 м ширины плиты с площадью сечения не менее $1/3$ площади сечения стержней на 1 м ширины плиты в пролете.

Поперечное армирование.

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также в целях ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура.

Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее $0,25$ наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5 h_0$ и не более 300 мм.

В сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75 h_0$ и не более 500 мм.

Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d - диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5 %, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов (хомутов), а эти перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине грани.

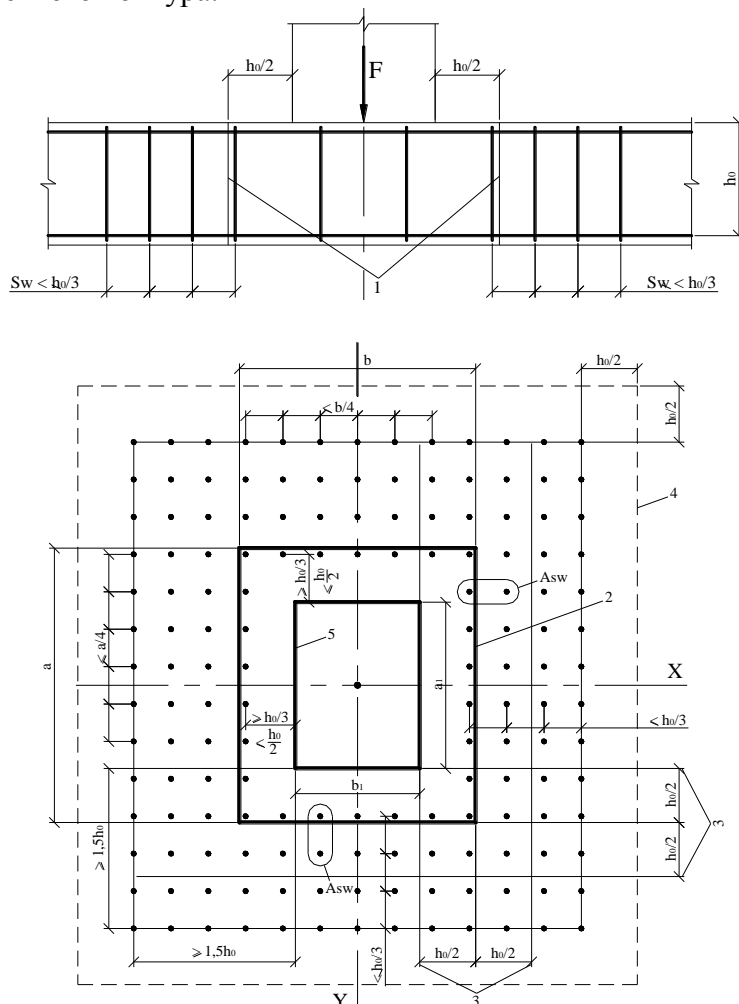
При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

В элементах, на которые действуют крутящие моменты, поперечная арматура (хомуты) должна образовывать замкнутый контур.

Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил и крутящих моментов, должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и поперечной арматуры.

Поперечную арматуру в плитах в зоне продавливания в направлении (см. рис. П.26.3), перпендикулярном сторонам расчетного контура, устанавливают с шагом не более $1/3h_0$ и не более 300 мм. Стержни, ближайшие к контуру грузовой площади, располагают не ближе $h_0/3$ и не далее $h_0/2$ от этого контура. При этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) должна быть не менее $1,5h_0$. Допускается увеличение шага поперечной арматуры до $1/2h_0$. При этом следует рассматривать наиболее невыгодное расположение пирамиды продавливания и в расчете учитывать только арматурные стержни, пересекающие пирамиду продавливания.

Расстояния между стержнями поперечной арматуры в направлении, параллельном сторонам расчетного контура, принимают не более $1/4$ длины соответствующей стороны расчетного контура.



- 1 - расчетное поперечное сечение;
- 2 - контур расчетного поперечного сечения;
- 3 - границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура;
- 4 - контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры;
- 5 - контур площадки приложения нагрузки.

Рис. П.26.3. Схема установки поперечной арматуры в зоне продавливания

Гнутые стержни.

При применении гнутой арматуры (отгибы, загибы концов стержней) минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы избежать разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки d_{on} для арматуры принимают в зависимости от диаметра стержня d_s не менее (рис. П.26.4):

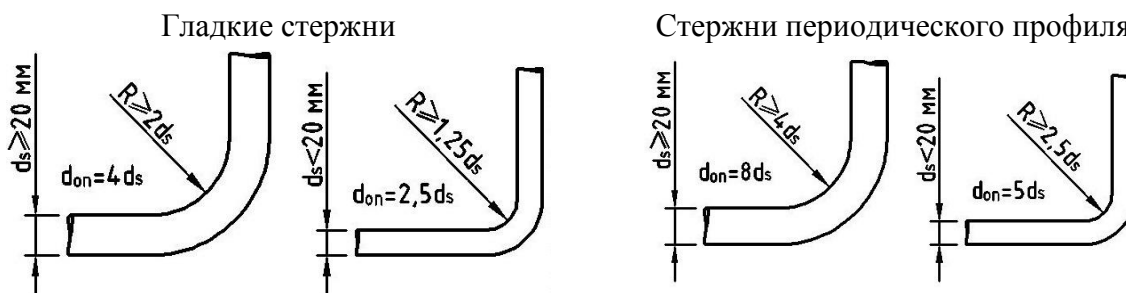


Рис. П.26.4. Требования к выполнению гнутых стержней

Анкеровка арматуры.

Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием:

- в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка);
- с загибом на конце в виде крюка, отгиба (лапки) или петли (только для ненапрягаемой арматуры);
- с приваркой или установкой поперечных стержней (только для ненапрягаемой арматуры);
- с применением специальных анкерных устройств на конце стержня.

Прямую анкеровку и анкеровку с лапками допускается применять только для арматуры периодического профиля. Для растянутых гладких стержней следует предусматривать крюки, петли, приваренные поперечные стержни или специальные анкерные устройства.

Лапки, крюки и петли не рекомендуется применять для анкеровки сжатой арматуры, за исключением гладкой арматуры, которая может подвергаться растяжению при некоторых возможных сочетаниях нагрузки.

Анкеровка арматуры путем устройства гнутых окончаний стержней должна удовлетворять следующим требованиям (рис. П.26.5):

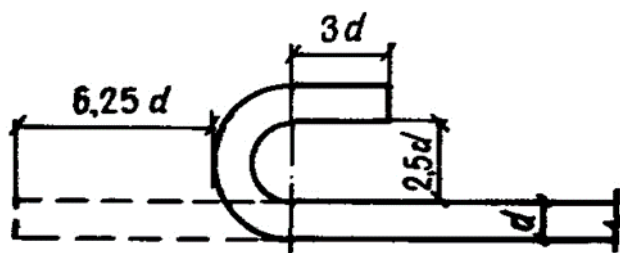


Рис. П.26.5. Требования к выполнению анкеровки с устройством гнутых окончаний стержней

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, определяют по формуле:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}$$

где:

A_s и u_s - соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$$

где:

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

η_1 - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

- для ненапрягаемой арматуры:

1,5 - для гладкой арматуры;

2,0 - для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

2,5 - для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

- для напрягаемой арматуры:

1,7 - для холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса Вр1500 диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К1500 диаметром 6 мм;

1,8 - для холоднодеформированной арматуры класса Вр диаметром 4 мм и более;

2,2 - для арматурных канатов класса К диаметром 9 мм и более;

2,5 - для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры класса А.

η_2 - коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным

- для ненапрягаемой арматуры:

$\eta_2 = 1,0$ - при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

$\eta_2 = 0,9$ - при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

- для напрягаемой арматуры:

$\eta_2 = 1,0$.

Требуемую расчетную длину анкерования с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкерования определяют по формуле:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

где:

$l_{0,an}$ - базовая длина анкерования;

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету и фактически установленная;

α - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкерования напряженного состояния бетона и арматуры, и конструктивного решения элемента в зоне анкерования.

Для ненапрягаемой арматуры при анкерровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают $\alpha = 1,0$, а для сжатых - $\alpha = 0,75$; для напрягаемой арматуры $\alpha = 1,0$.

Допускается уменьшать длину анкерования стержней ненапрягаемой арматуры в зависимости от количества и диаметра поперечной арматуры, вида анкерующих устройств (приварка поперечной арматуры, загиб концов стержней периодического профиля) и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкерования (например, от опорной реакции), но не более чем на 30%.

В любом случае фактическую длину анкерования принимают не менее $15d_s$ и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее $0,3l_{0,an}$.

Для соединения ненапрягаемой арматуры принимают один из следующих типов стыков (рис. П.26.6, П.26.7):

а) стыки внахлестку без сварки:

- с прямыми концами стержней периодического профиля;

- с прямыми концами стержней с приваркой или установкой на длине нахлестки поперечных стержней;

- с загибами на концах (крюки, лапки, петли); при этом для гладких стержней применяют только крюки и петли.

б) сварные и механические стыковые соединения:
 - со сваркой арматуры;
 - с применением специальных механических устройств (стыки с опрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.).

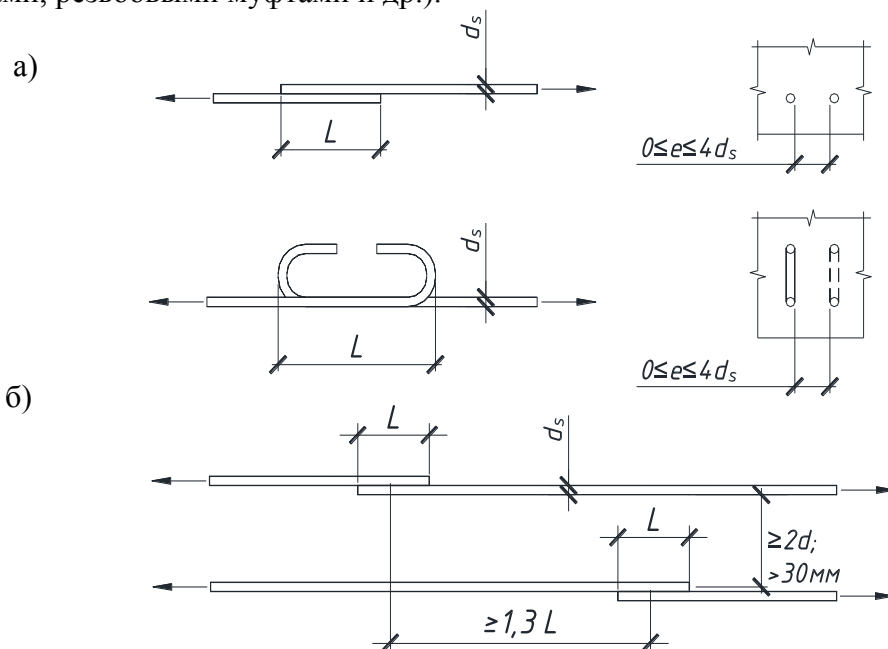


Рис. П.26.6. Расположение стержней, стыкуемых внахлестку и стыков
 а) – расположение стержней в стыке; б) – расположение стыков.

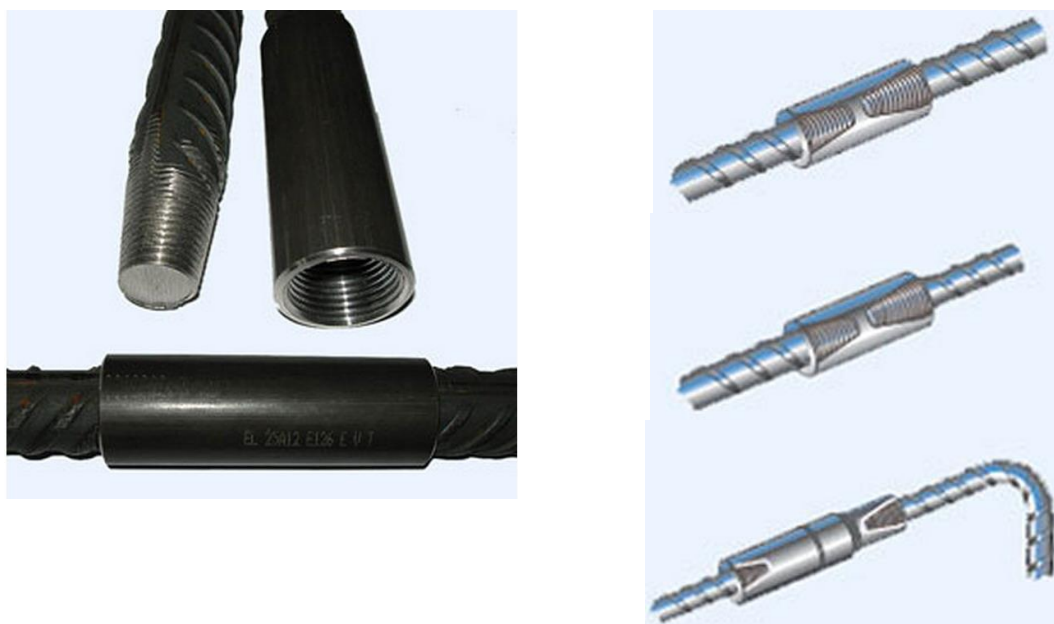


Рис. П.26.7. Стыковка арматурных стержней при помощи резьбовых муфт

Стыки арматуры внахлестку (без сварки) применяют при стыковании стержней с диаметром рабочей арматуры не более 40 мм.

Стыки растянутой или сжатой арматуры должны иметь длину перепуска (нахлестки) не менее значения длины l_l , определяемого по формуле:

$$l_l = \alpha \cdot l_{o,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

где:

$l_{0,an}$ - базовая длина анкеровки;

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ - см. выше;

α – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры, конструктивного решения элемента в зоне соединения стержней, количества стыкуемой арматуры в одном сечении по отношению к общему количеству арматуры в этом сечении, расстояния между стыкуемыми стержнями.

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α принимают равным:

для растянутой арматуры $\alpha = 1,2$, а для сжатой арматуры – $\alpha = 0,9$.

При этом должны быть соблюдены следующие условия:

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры периодического профиля должно быть не более 50%, гладкой арматуры (с крюками или петлями) – не более 25%;

- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать $4d_s$;

- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2 d_s$ и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1,3l_l$. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры до 100%, принимая значение коэффициента $\alpha = 2,0$. При относительном количестве стыкуемой в одном расчетном сечении арматуры периодического профиля более 50% и гладкой арматуры более 25% значения коэффициента α определяют по линейной интерполяции.

При наличии дополнительных анкерующих устройств на концах стыкуемых стержней (приварка поперечной арматуры, загиб концов стыкуемых стержней периодического профиля и др.) длина перепуска стыкуемых стержней может быть уменьшена, но не более чем на 30%.

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее:

$0,4 \alpha l_0$; $20d_s$ и не менее 250 мм.

При соединении арматуры с использованием сварки выбор типов сварного соединения и способов сварки производят с учетом условий эксплуатации конструкции, свариваемости стали и требований по технологии изготовления в соответствии с действующими нормативными документами (ГОСТ 14098).

Расчет монолитного железобетонного перекрытия численными методами (Метод Конечных Элементов)

Общие замечания по численным методам (МКЭ).

Аналитические методы:

- Расчет стержневых систем – методы строительной механики;
- Расчет пластинчатых систем – методы теории упругости.

Основные задачи строительной механики или прикладной теории упругости приводят к необходимости решения дифференциальных уравнений в частных производных. Как правило, точное решение таких задач математике не известно и можно говорить только о том или ином варианте поиска приближенного решения. При этом, как правило, решение ищут в некотором заранее заданном виде, который предопределяет ответ в форме функции, задаваемой с точностью до относительно небольшого числа параметров. Очевидно, что такого рода задачи не имеют технологий «быстрого» решения.

Численные методы (приближенные): метод конечных элементов (МКЭ), метод конечных разностей и т.п.

Метод конечных элементов (МКЭ) — основной метод современной строительной механики, лежит в основе подавляющего большинства современных программных комплексов.

Он предназначен для выполнения расчетов строительных конструкций на ЭВМ и позволяет практически полностью автоматизировать расчет стержневых систем, хотя, как правило, требует выполнения значительно большего числа вычислительных операций по сравнению с классическими методами строительной механики. Он позволяет распространить принципы расчета стержневых систем на случай непрерывных тел и сложных конструкций, и это является еще одной привлекательной чертой МКЭ.

Идея МКЭ:

Упругое тело занимает область Ω . Интересующая нас неизвестная величина (например, перемещения точек тела, или напряжения, или что-либо другое) изменяется непрерывно по всему телу. При решении задачи методом конечных элементов эта величина приближенно представляется своими значениями в конечном числе выбранных нами точек тела (узлов). Именно эти неизвестные нам величины и подлежат определению. Далее, область Ω делится на конечное число частей (конечных элементов) так, чтобы границы конечных элементов проходили через узлы, и вся область была покрыта конечными элементами (см. рис. П.27.1).

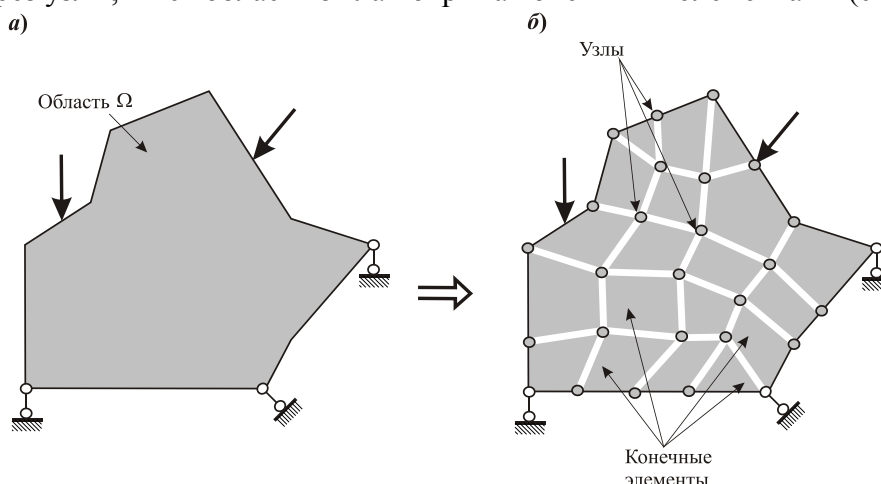


Рис. П. 27.1. Схема формирования системы конечных элементов для двумерного тела
а) заданная область Ω б) разбиение области Ω на конечное число частей

Получаемые подобласти имеют хотя и малые, но все же конечные (не бесконечно малые) размеры, откуда и происходит их название «конечные элементы».

Считается, что конечные элементы взаимодействуют друг с другом только в узлах и определяемая нами неизвестная величина является общей для контактирующих с узлом точек всех элементов, которые соединены с этим узлом (для «звезды» элементов этого узла).

Таким образом, непрерывное тело представляется в виде совокупности конечных элементов, свойства каждого из которых рассматриваются затем независимо от остальных. На границах между конечными элементами выбираются некоторые точки (узлы), перемещения которых принимаются в качестве основных неизвестных.

Аналогия – метод перемещений, в котором за основные неизвестные также принимают узловы перемещения.

Цель расчета: найти перемещения узлов и (следовательно) деформации и напряжения внутри каждого конечного элемента.

В случае стержневых систем расчет базируется на использовании технической теории растяжения, изгиба и кручения бруса, которая и позволяет выразить перемещения и напряжения в любом сечении бруса через узловы перемещения.

Для двухмерного (пластина) или трехмерного (массив) сплошного тела эта задача может быть решена только приближенно, например, с использованием тех или иных предположений о характере поля перемещений в элементе.

Таким образом, необходимо выбрать некоторую совокупность аппроксимирующих функций, которые позволяют приближенно представить поле перемещений внутри конечного элемента по известным узловым перемещениям. При выборе функций формы существенную помощь оказывает предположение о малости конечного элемента, поскольку в малой области пространства можно надеяться на относительно малую погрешность от приближенного описания поля перемещений и на то, то с уменьшением размеров конечных элементов ошибка аппроксимации будет уменьшаться. ***Поэтому под конечным элементом следует понимать не просто некоторую малую область тела, а область тела в совокупности с заданными в ней аппроксимирующими функциями.***

Проблемы МКЭ:

Условия объединения отдельных конечных элементов в единую систему.

В расчете стержневых систем это производилось путем составления уравнений равновесия для узловых точек, в которых элементы соединяются друг с другом.

В расчете пластин (сплошных тел) число точек соединений элементов бесконечно велико.

Задаваясь распределением перемещений внутри каждого элемента, тем самым задаем и распределение напряжений во всех точках межэлементной границы.

На границах раздела смежных элементов напряжения, найденные для каждого элемента независимо, в общем случае совпадать не будут. Следовательно, обеспечить точное выполнение условий равновесия на всей поверхности раздела не представляется возможным. ***Поэтому в методе конечных элементов напряжения, действующие по границе каждого элемента, условно заменить некоторыми приведенными к узлам эквивалентными силами; и уравнения равновесия составляются для узлов, на которые действуют указанные эквивалентные силы.***

Важнейшие вопросы МКЭ:

Наиболее ответственным вопросом является разбивка на элементы и выбор функций, аппроксимирующих поле перемещений.

Одной из важнейших характеристик конечно-элементной модели является максимальный диаметр элементов h , с которым часто связывают оценки погрешности метода (см. рис. П.27.2).

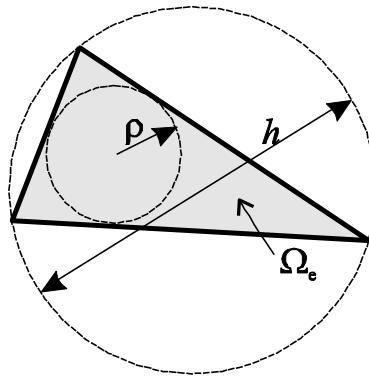


Рис. П.27.2. Схема к определению оценки погрешности метода конечных элементов

$$h = \max_e \left(\sup_{x, y \in \Omega_e} |x - y| \right)$$

Иначе говоря, h — это минимальный диаметр окружности (шара), в который можно вложить любой конечный элемент расчетной схемы. При этом должно соблюдаться условие регулярности: в каждый конечный элемент можно вложить шар радиуса $\rho \leq Ch$, где константа C не зависит от h . Это предохраняет от использования так называемых «игольчатых» элементов (слишком вытянутых прямоугольников, треугольников с очень малыми углами и т.п.). Такие «неправильные» элементы могут сильно исказить результаты конечно-элементного анализа. На таких элементах даже малая погрешность в вычисленных перемещениях приводит к большим ошибкам в углах наклона и кривизне (а они пропорциональны изгибающим моментам).

Если зафиксировать все параметры конечно-элементной расчетной модели, за исключением размера конечных элементов h , то можно представить, что, меняя этот размер, мы получим последовательность приближенных решений задачи \mathbf{u}_h . Когда говорят о сходимости МКЭ, то имеют в виду, что эта последовательность устремляется к точному решению задачи \mathbf{u}^* , когда $h \rightarrow 0$.

Интуитивно кажется очевидным, что чем гуще сетка конечных элементов, тем точнее получаемое решение. В действительности такая сходимость приближенного решения к точному имеет место лишь при использовании конечных элементов, удовлетворяющих набору определенных требований, о которых можно прочесть в книгах, посвященных МКЭ.

Оценка точности и сходимости базируется на анализе последовательных решений на сгущающихся конечно-элементных сетках, т.е. при различной степени детализации расчетной схемы.

Решение о приемлемости принятой детализации принимается по результатам этого сравнения (см. рис. П.27.3).

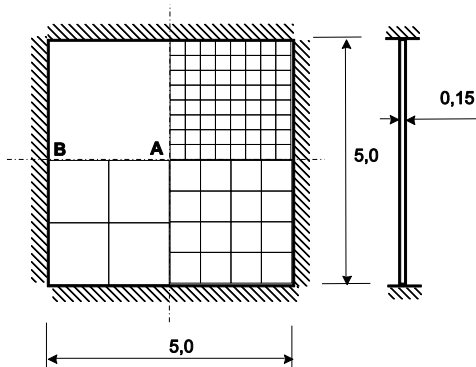


Рис. П.27.3. Схема к оценке точности решения методом конечных элементов

Расчетная модель:

Плита, защемленная по контуру.
Плита загружена равномерно распределенной нагрузкой, интенсивность которой составляет $q = 50 \text{ кН/м}^2$, модуль упругости материала плиты $E = 880 \text{ кН/см}^2$, коэффициент Пуассона принят равным нулю.

Результаты расчета по разным сеткам представлены в табл. П.27.1.

Результаты расчета при различной степени детализации схемы

Вид НДС	Сетка 4x4	Сетка 8x8	Сетка 16x16	Точное решение
Прогиб в т. А мм	17,25	16,34	16,07	16,00
Момент в т. А кНм/м	264,6	234,1	226,9	220,1
Момент в т. В кНм/м	592,0	637,2	649,5	644,3
Перерезывающая сила в т. В кН/м	666,3	886,0	1001,2	1116,1

В строительной механике стержень определялся как объект, один из размеров которого (длина) заметно превышал другие, определявшие габариты поперечного сечения. То же относится к пластинам и оболочкам.

При разбиении элемента конструкции (колонны, плиты) возникает впечатление явного нарушения соглашений о том, что такое стержень, пластина или оболочка, так как размер одного из системы конечных элементов, аппроксимирующих элемент конструкции, явно не соответствует указанным выше критериям. В действительности, никакого нарушения нет, а предположение о достаточной удлиненности стержня или о малости толщины оболочки было необходимо лишь для обоснования вида соответствующего дифференциального уравнения, описывающего напряженно-деформированное состояние КОНСТРУКТИВНОГО элемента в целом, который может состоять из множества конечных элементов.

Следует обратить внимание на то, что при выводе этого дифференциального уравнения рассматривался бесконечно малый элемент. Метод решения полученного дифференциального уравнения, когда используется достаточно мелкое членение стержня на участки (интервал интегрирования), на виде уравнения никак не сказывается.

Метод конечных элементов в разной его реализации (различных расчетных комплексах) базируется на библиотеке конечных элементов – см. рис. П.27.4.

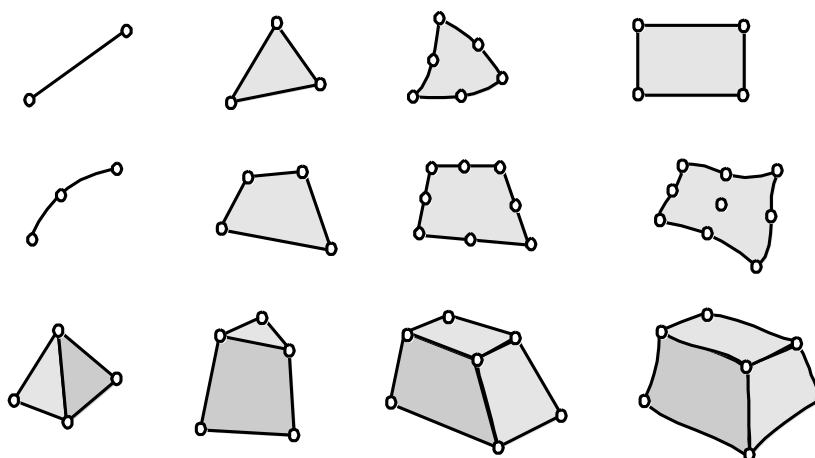


Рис. П.27.4. Виды конечных элементов

Каждый конечный элемент, входящий в библиотеку, характеризуется следующими свойствами:

- размерностью используемого пространства (одномерное, двумерное, трехмерное);
- геометрической формой, которая чаще всего является одной из простейших геометрических фигур (отрезок прямой, треугольник, прямоугольник, четырехугольник, тетраэдр и т.п.);
- набором узлов, располагаемых (как правило, хотя и не всегда) на линиях (поверхностях) раздела элементов и являющихся общими для граничащих друг с другом элементов;
- набором используемых степеней свободы отнесенных чаще всего к узлам (хотя и не обязательно к узлам) — перемещения, повороты и т.п.;
- системой аппроксимирующих функций, определяющих внутри области Ω_e приближенные выражения для компонент перемещений, и их связью со степенями свободы конечного элемента;
- физическим законом, связывающим напряжения и деформации;
- определением класса задач, к которым применим данный тип конечного элемента (КЭ пластины плоского напряженного состояния; КЭ плиты Кирхгофа-Лява; КЭ, покоящийся на упругом двухпараметровом основании плиты Рейсснера; стержень Тимошенко для пространственной задачи и т.д.).

К несомненным преимуществам метода конечных элементов следует отнести тот факт, что многие типы конечных элементов даже по внешнему виду соответствуют основным конструктивным элементам (стержень – колонна, балка, пластина – плита и т.д.), таким образом, интуитивно ощущается адекватная аппроксимация основных типов конструктивных элементов зданий и сооружений.

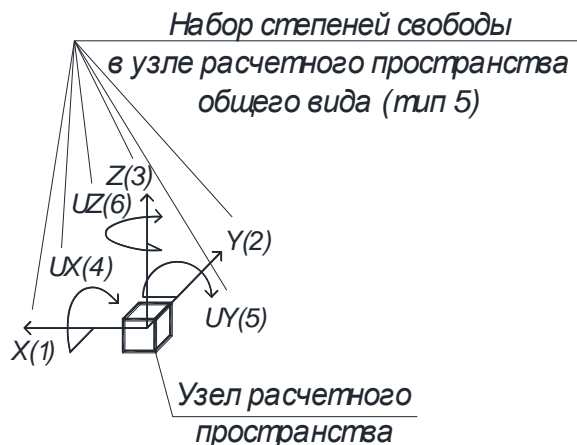
Концепция МКЭ обеспечивает:

- Учет совместного деформирования сложных систем, состоящих из различных типов конструктивных элементов (колонны, балки, плиты – стержни, пластины);
- Учет сложной структуры конструктивных элементов (различные физико-механические характеристики, наличие отверстий, изменение сечений, закрепление (опоры) различного типа);
- Учет особенностей узлов соединения конструктивных элементов - наличие абсолютно жестких участков КЭ, выравнивание КЭ по плоскости, по грани, по положению КЭ в общей системе.

Очевидно, что одинаковые по форме конечные элементы могут обладать различными свойствами, если они построены на основе разных функций формы.

Различные свойства конечных элементов определяются тем обстоятельством, что на некоторые компоненты узловых смещений элемент может не реагировать (отсутствует отпорность) и не воспринимать соответствующие компоненты узловой нагрузки. Таким образом, при соединении в общем узле конечных элементов с различными свойствами такие КЭ не будут согласованными, а их работа не будет совместной.

Совместность деформирования различного типа КЭ обеспечивается согласованностью степеней свободы, реализующихся в каждом из типов КЭ в его узле, и набором степеней свободы в узле расчетного пространства (см. рис. П.27.5).



Степени свободы узлов расчетного пространства:

ЛИНЕЙНЫЕ	УГЛЫ ПОВОРОТА
X – условный № 1;	UX – условный № 4;
Y – условный № 2;	UY – условный № 5;
Z – условный № 3;	UZ – условный № 6

Рис. П.27.5. Набор степеней свободы в узле расчетного пространства

Основные типы конечных элементов типа «стержень» и степени свободы, реализующиеся в узлах каждого типа КЭ, представлены в табл. П.27.2.

Таблица П.27.2

Основные типы конечных элементов типа «стержень»

№ п/п	Вид КЭ типа «стержень»	Положение КЭ	Степени свободы в узле КЭ					
			X	Y	Z	U _X	U _Y	U _Z
1	Стержень плоской фермы	Плоскость XOZ	+	-	+	-	-	-
2	Стержень плоской рамы	Плоскость XOZ	+	-	+	-	+	-
3	Стержень балочного ростверка	Плоскость XOY	-	-	+	+	+	-
4	Стержень пространственной фермы	Любое	+	+	+	-	-	-
5	Пространственный стержень общего вида	Любое	+	+	+	+	+	+

Основные типы конечных элементов типа «пластина», соответствующие различным задачам механики, и степени свободы, реализующиеся в узлах каждого типа КЭ, представлены в табл. П.27.3.

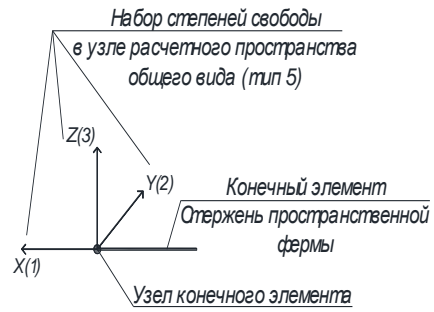
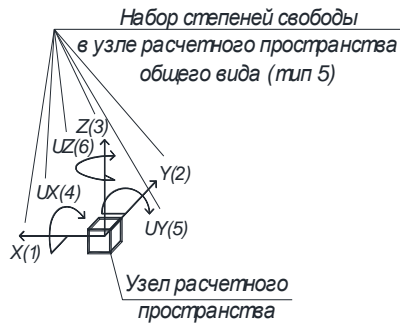
Таблица П.27.3

Основные типы конечных элементов типа «пластина»

№ п/п	Вид КЭ типа «пластина»	Степени свободы в узле КЭ					
		X	Y	Z	U _X	U _Y	U _Z
1	Изгибаемые плиты	-	-	+	+	+	-
2	Пластины плоской задачи теории упругости	+	+	-	-	-	-
3	Оболочки	+	+	+	+	+	-

Согласованность (совместность) различных КЭ типа «стержень» иллюстрируется на примерах, приведенных на рис. П.27.6.

а)



б)

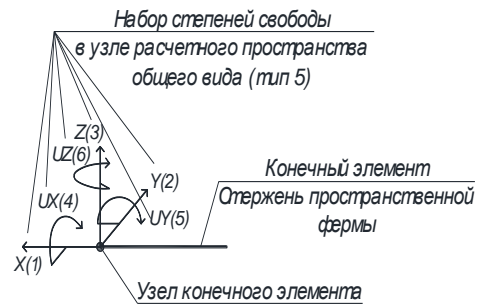
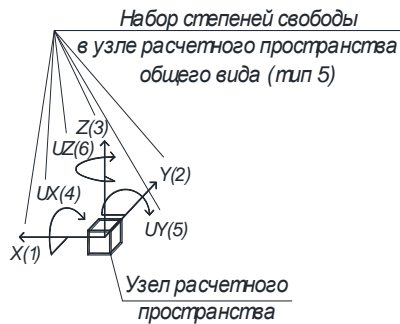
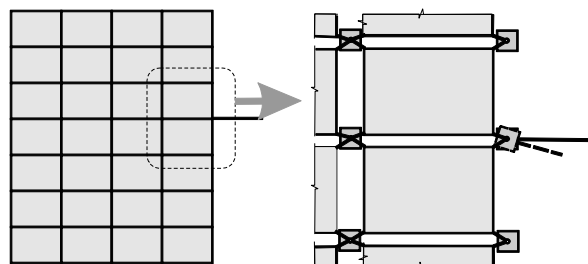


Рис. П.27.6. Согласованность КЭ типа «стержень»

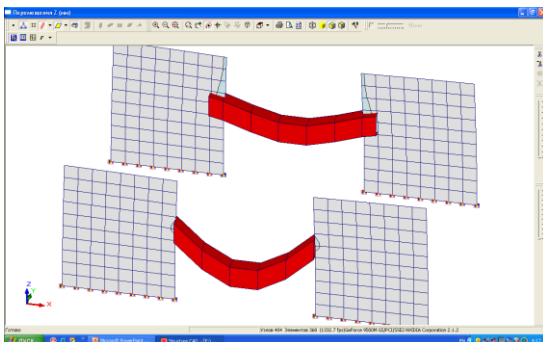
а) **НЕСОГЛАСОВАННЫЕ** степени свободы узлов расчетного пространства и узлов КЭ (не «связаны» степени свободы по углам поворота); б) **СОГЛАСОВАННЫЕ** степени свободы узлов расчетного пространства и узлов КЭ

Свойство совместности различных конечных элементов следует учитывать, и чтобы избежать геометрической изменяемости в некоторых случаях следует вводить узловые связи по тем направлениям, где используемые элементы не могут обеспечить необходимую неподвижность (см. рис. П.27.7).

а)



б)



в)

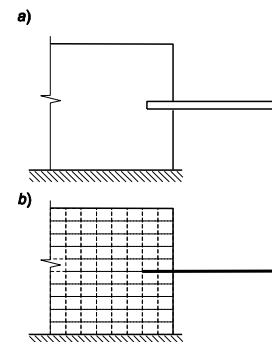


Рис. П.27.7. О согласованности (совместности) разнородных КЭ

Для однозначного определения КЭ в расчетном пространстве вводится понятие «местных осей», которые определенным (принятым в рамках начальных соглашений) образом «привязаны» к «началу» КЭ. Для учета действительно деформируемой части КЭ типа «стержень», а также для адекватного учета положения такого КЭ относительно других КЭ расчетной модели вводится понятие «абсолютно жесткой вставки» в начале и в конце элемента. Пример для КЭ различного типа см. рис. П.27.8 и П.27.9.



Рис. П.27.8. Местные оси и абсолютно жесткие вставки для КЭ тип «стержень»

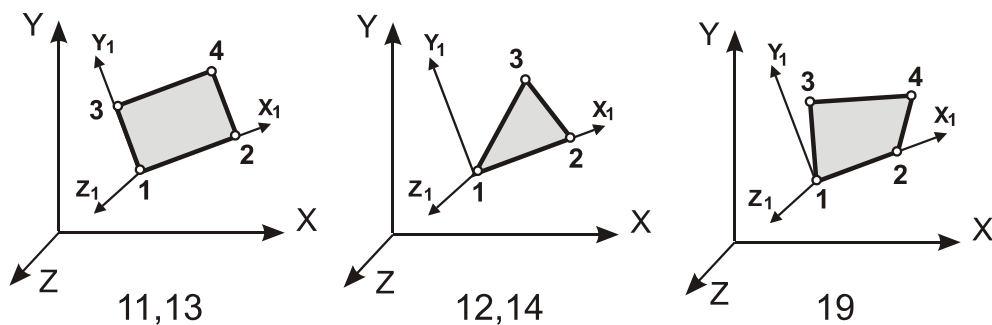
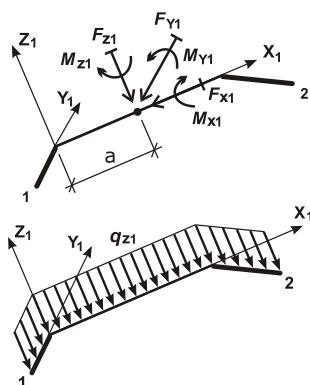


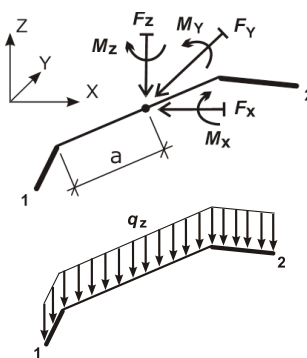
Рис. П.27.9. Местные оси и абсолютно жесткие вставки для КЭ типа «пластина»

Нагрузки на различные типы конечных элемента определяются соглашениями, принятыми в рамках различных реализаций МКЭ. Пример нагрузок на различные типы КЭ приведен на рис. П.27.10.

Нагрузки на КЭ в местной системе координат



Нагрузки на КЭ в общей системе координат



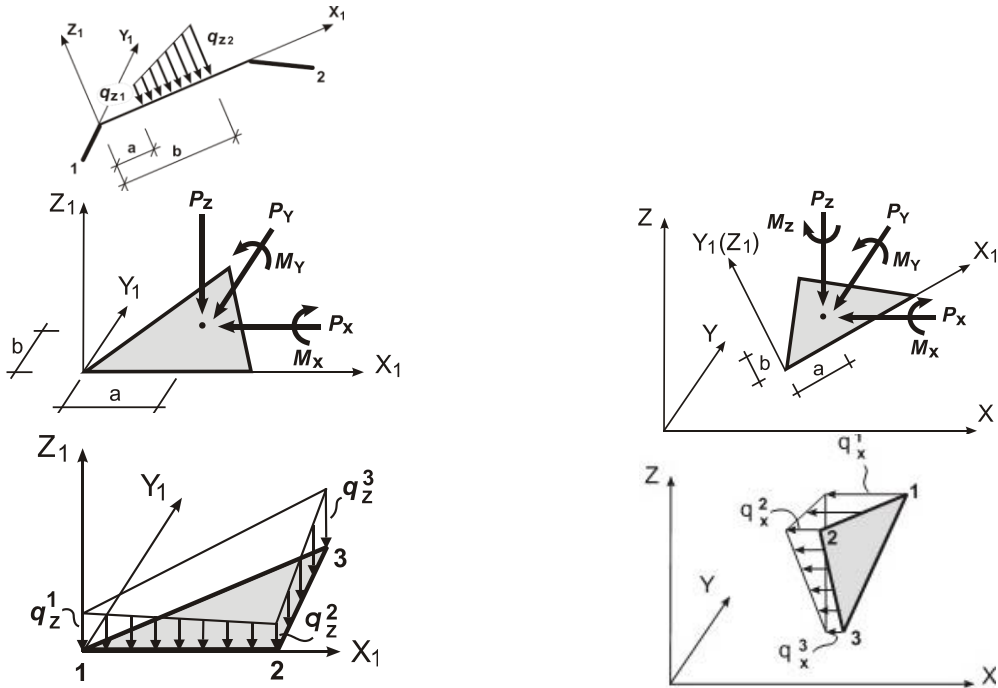


Рис. П.27.10. Пример нагрузок на различные типы КЭ

В составе библиотеки КЭ в расчетных комплексах имеются специальные конечные элементы различного типа. Например, для аппроксимирования упругой связи расчетной модели с внешней средой имеется КЭ «упругая связь / связь конечной жесткости» (см. рис. П.27.11). Используя понятие связи конечной жесткости, мы избегаем подробного описания тех упругих устройств (например, упругого массива, которым является основание сооружения), с которыми осуществляется контакт элементов расчетной модели. Иными словами — моделируется не геометрический образ, а функция такого устройства.

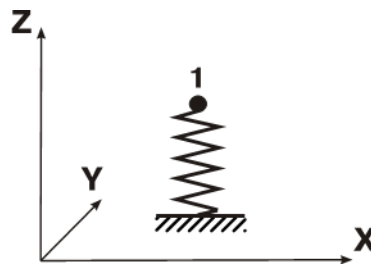


Рис. П.27.11. Конечный элемент – упругая связь / связь конечной жесткости

Этот КЭ применяется для введения связи конечной жесткости (пружины) по направлению одной из степеней свободы в общей системе координат и может использоваться, например, для моделирования упругого основания. Связи конечной жесткости задаются только по направлению осей общей системы координат.

Размерность КЭ – единицы силы, необходимые для перемещения узла на 1 метр.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ	6
2. СБОР ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ И ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ.....	9
2.1. Сбор горизонтальной ветровой нагрузки	9
2.2. Подбор количества диафрагм жесткости.....	13
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ВРЕМЕННОЙ ПОЛЕЗНОЙ НАГРУЗКЕ $V = 1,5 \text{ кН/м}^2$	14
3.1. Исходные данные	14
Нагрузки на 1 м^2 перекрытия	14
Материалы для плиты	15
3.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы	15
Определение внутренних усилий	15
Расчет по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента.....	16
Расчет по прочности при действии поперечной силы.....	18
3.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.....	19
Геометрические характеристики приведенного сечения	19
Потери предварительного напряжения арматуры	20
Расчет прогиба плиты	22
4. ВАРИАНТ РАСЧЕТА МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ $V = 4,5 \text{ кН/м}^2$	24
4.1. Исходные данные	24
4.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы	24
4.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.....	27
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОДНОПРОЛЕТНОГО РИГЕЛЯ	33
5.1. Исходные данные	33
5.2. Определение усилий в ригеле	34
5.3. Расчет ригеля по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента	35
5.4. Расчёт ригеля по прочности при действии поперечных сил.....	36
5.5. Построение эпюры материалов	42
6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ	45
6.1. Исходные данные	45
6.2. Определение усилий в колонне	46
6.3. Расчет колонны по прочности.....	46
7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ	49
7.1. Исходные данные	49
7.2. Определение размера стороны подошвы фундамента	49
7.3. Определение высоты фундамента	49
7.4. Расчет на продавливание	51
7.5. Определение площади арматуры подошвы фундамента	52
8. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ.....	55
8.1. Компонировка конструктивной схемы монолитного железобетонного безбалочного перекрытия.....	55
8.2. Конструирование армирования плиты перекрытия по результатам расчетов численными методами	57
8.3. Расчет и конструирование поперечного армирования плиты перекрытия по критерию продавливания	70
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	83
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	84