

ПРИМЕР РАСЧЁТА МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

ИЗДАТЕЛЬСТВО ТГТУ

УДК 725
ББК Н721.022я73-5
Х982

Рекомендовано Редакционно-издательским советом университета

Рецензент

Кандидат технических наук, доцент кафедры
«Городское строительство и автомобильные дороги» ТГТУ
Н.М. Снятков

Составитель

А.В. Худяков

Х982 Пример расчёта многоэтажного промышленного здания : метод. указ. / сост. А.В. Худяков. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2008. – 32 с. – 75 экз.

Даны методические указания к курсовому проекту «Многоэтажное промышленное здание» по дисциплине «Конструкции гражданских зданий и сооружений».

Предназначены для студентов 4 курса специальности 270105 и рекомендованы для 270102, 270301, 270205 дневной и заочной форм обучения.

УДК 725
ББК Н721.022я73-5

© ГОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет» (ТГТУ), 2008
Министерство образования и науки Российской Федерации

ГОУ ВПО "Тамбовский государственный технический университет"

ПРИМЕР РАСЧЁТА МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания к курсовому проекту
«Многоэтажное промышленное здание»
для студентов 4 курса специальностей
270102, 270105, 270301, 270205
дневной и заочной форм обучения



Тамбов
◆ Издательство ТГТУ ◆
2008

Учебное издание

**ПРИМЕР РАСЧЁТА
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания

Составитель

ХУДЯКОВ Александр Владимирович

Редактор **Ю.В. Ш и м а н о в а**

Инженер по компьютерному макетированию **М.А. Филатова**

Подписано в печать 5.11.2008.

Формат 60 × 84/16. 1,86 усл. печ. л. Тираж 75 экз. Заказ № 478.

Издательско-полиграфический центр

Тамбовского государственного технического университета
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЁТА

Здание с неполным железобетонным каркасом размером 24×54 м, сеткой колонн 6×9 м, высотой этажа $H_{эт} = 4,2$ м, количеством этажей – 4, ребристой плитой перекрытия, временной нагрузкой на перекрытие 4 кН/м^2 .

1. РАСЧЁТ СБОРНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

1.1. Исходные данные для проектирования

Бетон В25 с $R_b = 14,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$; $E_b = 30\,000 \text{ МПа}$, $R_{b.ser} = 18,5 \text{ МПа}$; $R_{bt.ser} = 1,55 \text{ МПа}$.

Напрягаемая арматура А600 с $R_s = 520 \text{ МПа}$; $R_{s.ser} = 600 \text{ МПа}$; $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$.

Ненапрягаемая арматура А400 с $R_s = 355 \text{ МПа}$.

Напрягаемая арматура В500 с $R_s = 415 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$.

Номинальные размеры плиты $6 \times 1,5$ м (рис. 1.1).

1.2. Расчёт полки плиты

Сбор нагрузок на колонну плиты приведён в табл. 1.

Полка плиты рассчитывается как пластина, защемлённая со всех сторон. При квадратной ячейке момент

$$M = \frac{\eta Pl^3 \gamma_n}{48} = \frac{0,8 \cdot 8,783 \cdot 1,31^3 \cdot 0,95}{48} = 0,31 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $\eta = 0,8$ – учитывает влияние распора; $\gamma_n = 0,95$ – учитывает степень ответственности здания; $l = 1,31$ м – размеры ячейки полки плиты.

Таблица 1

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надёжности γ_f	Расчёт- ная, кН/м ²
Постоянная: паркет $\delta = 20$; $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$	$8 \cdot 0,02 = 0,16$	1,1	0,176
шлакобетонная подготовка $\delta = 65$; $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$	$0,065 \cdot 16 = 1,04$	1,3	1,352
звукоизоляция $\delta = 60 \text{ мм}$; $\gamma = 13 \text{ кН/м}^3$	$0,06 \cdot 15 = 0,9$	1,2	1,08
Итого вес пола	2,1		2,608
Вес полки $\delta = 5$; $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$	$0,05 \cdot 25 = 1,25$	1,1	1,375
Временная	4	1,2	4,8
Полная	7,35		8,783

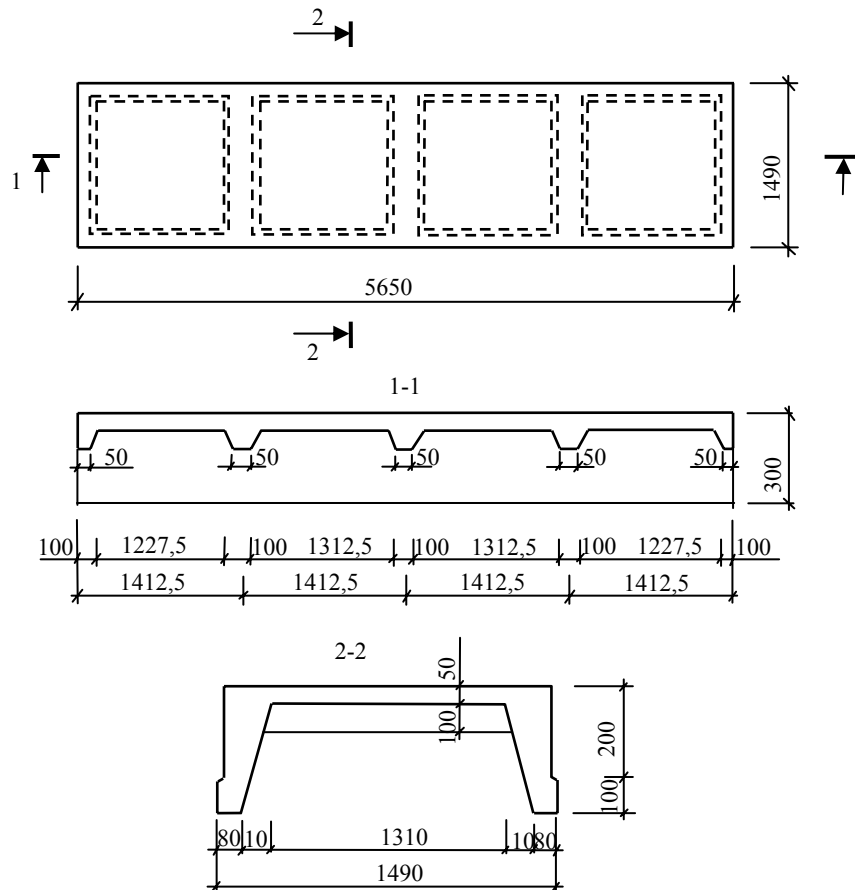
Необходимое количество арматуры

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,31 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 131 \cdot 3,5^2} = 0,001,$$

где $b = l = 131$ см; $h_0 = h - a = 5 - 1,5 = 3,5$ см.

$$A_s^{mp} = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 131 \cdot 3,5 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,001})}{415} = 0,01 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру $\varnothing 3$ В500 с шагом $s = 200$ мм.



**Рис. 1.1. Ребристая плита перекрытия
1.3. Расчёт поперечного ребра**

Статический расчёт.

Распределённая нагрузка

$$P_{\max} = P \cdot 1,4125 \gamma_n = 1,4125 \cdot 8,783 \cdot 0,95 = 11,8 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от выступающей части ребра

$$g_p = \left(\frac{0,1 + 0,05}{2} \right) 0,1 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,2 \text{ кН/м.}$$

Усилия: $M_{\max} = \frac{g_p l_0^2}{8} + \frac{P_{\max} l_0^2}{12} = \frac{0,2 \cdot 1,31^2}{8} + \frac{11,8 \cdot 1,31^2}{12} = 1,73 \text{ кН}\cdot\text{м};$

$$Q_{\max} = \frac{g_p l_0}{2} + \frac{P_{\max} l_0}{4} = \frac{0,2 \cdot 1,31}{2} + \frac{11,8 \cdot 1,31}{4} = 4 \text{ кН.}$$

Расчёт на действие изгибающего момента.

$$b'_f = \frac{1}{3} l + b = \frac{1}{3} \cdot 131 + 5 = 48 \text{ см.}$$

Момент, воспринимаемый полкой (рис. 1.2)

$$M^{\text{пол}} = R_b b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 48 \cdot 5 \left(13 - \frac{5}{2} \right) 10^{-3} = 35 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{\max} = 1,73 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{1,73 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 48 \cdot 13^2} = 0,06,$$

где $h_0 = 15 - 2 = 13 \text{ см.}$

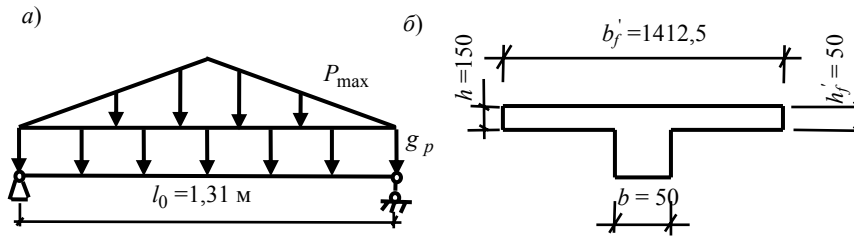


Рис. 1.2. Расчётные (а) схема и (б) сечение поперечного ребра

$$A_s^{mp} = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 5 \cdot 13 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006})}{355} = 0,02 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1 \varnothing 6 А400 с $A_s^{\text{табл}} = 0,283 \text{ см}^2$.

Расчёт по наклонным сечениям на действие поперечной силы.

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_{b_{\min}} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 5 \cdot 13 \cdot 0,1 = 3,4 \text{ кН} < Q_{\max} = 4 \text{ кН}.$$

При $Q_{b_{\min}} \approx Q_{\max}$ достаточно поставить \varnothing 3 В500 с $s = \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ мм}$.

РАСЧЁТ ПРОДОЛЬНОГО РЕБРА ПО 1-Й ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

1.4. Сбор нагрузок и статический расчёт

Сбор нагрузок приведён в табл. 2.

Таблица 2

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надёжности γ_f	Расчётная, кН/м ²
Постоянная от: веса пола (см. расчёт полки) плиты перекрытия	2,1 2		2,608 2,2
Итого постоянная	4,1		4,808
Временная	4	1,2	4,8
в том числе длительная	3	1,2	3,6
Итого полная	8,1		9,608
в том числе длительная	7,1		8,408
кратковременная	1		1,2

Расчётный пролёт $l_0 = 6 - 0,3 - 2 \cdot 0,025 - 0,15 = 5,5 \text{ м}$.

Погонная нагрузка:

полная расчётная $q = 9,608 b_{\text{пл}} \gamma_n = 9,608 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 13,7 \text{ кН/м}$;

нормативная полная $q_{\text{ser}} = 8,1 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 11,54 \text{ кН/м}$;

длительная $q_{l.\text{ser}} = 7,1 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,12 \text{ кН/м}$;

кратковременная $q_{cr.\text{ser}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 1,43 \text{ кН/м}$.

Действующие усилия для балки на двух опорах (рис. 1.3):

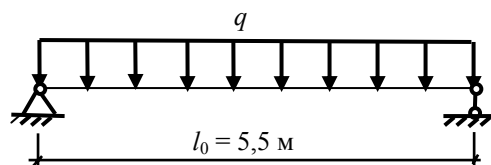


Рис. 1.3. Расчётная схема плиты перекрытия

$$Q_{\max} = \frac{13,7 \cdot 5,5}{2} = 37,7 \text{ кН}; \quad M_{\max} = \frac{13,7 \cdot 5,5^2}{8} = 51,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{ser} = \frac{11,54 \cdot 5,5^2}{8} = 43,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{l.ser} = \frac{10,12 \cdot 5,5^2}{8} = 38,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{cr.ser} = \frac{1,43 \cdot 5,5^2}{8} = 5,4 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{g.ser} = \frac{3 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 5,5^2}{8} = 16,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

1.5. Расчёт продольного ребра на действие изгибающего момента

Расчётное сечение плиты тавр (рис. 1.4).

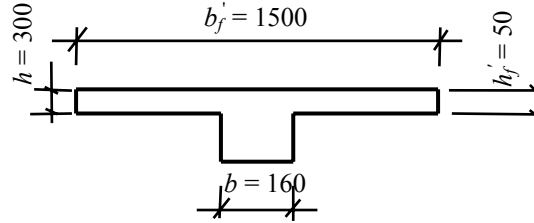


Рис. 1.4. Расчётное сечение плиты перекрытия

$$M^{пол} = R_b b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 150 \cdot 5 \left(27 - \frac{5}{2} \right) 10^{-3} = 266 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{max} =$$

$$= 51,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$h_0 = 30 - 3 = 27$ см – рабочая высота сечения.

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{51,8 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 150 \cdot 27^2} = 0,03 < \alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2} \right) =$$

$$= 0,43 \left(1 - \frac{0,43}{2} \right) = 0,34.$$

$\xi_R = 0,43$ – для арматуры А600 [2, табл. 3.1] при $\sigma_{sp} / R_s = 0,6$.

$$A_{sp}^{mp} = \frac{\xi_R R_b b'_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,03 \cdot 14,5 \cdot 150 \cdot 27}{1,1 \cdot 520} = 3,07 \text{ см}^2,$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03} = 0,03$; $\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{0,03}{0,43} = 1,23 > 1,1$.

Продольная арматура 2 \varnothing 14 А600 с $A_{sp}^{табл} = 3,08 \text{ см}^2$.

1.6. Расчёт по полосе между наклонными сечениями

$$Q_{max} = 37,7 \text{ кН} \leq 0,3 R_b b h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 16 \cdot 27 \cdot 0,1 = 188 \text{ кН}.$$

1.7. Расчёт по наклонным сечениям на действие поперечной силы

$$Q_{bmin} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,26 \cdot 1,05 \cdot 16 \cdot 27 \cdot 0,1 = 28,5 \text{ кН},$$

где $\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left(\frac{N_p}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \cdot \frac{895}{9048} - 4 \left(\frac{895}{9048} \right)^2 = 1,26$.

$$N_p = 0,7 P_2 = 0,7 \cdot 1279 = 895 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2;$$

$$N_b = 1,3 R_b A_1 = 1,3 \cdot 14,5 \cdot 480 = 9048 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2 > N_p = 895 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2,$$

где $A_1 = b h = 16 \cdot 30 = 480 \text{ см}^2$ – площадь бетонного сечения без учёта свесов сжатой полки.

Проверка условий, при выполнении которых поперечная арматура ставится конструктивно:

а) $Q_{max} = 37,7 \text{ кН} \leq 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05 \cdot 16 \cdot 27 \cdot 0,1 = 113,4 \text{ кН}$;

б) $Q \leq Q_b$, где $Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{23 \cdot 147 \cdot 0,1}{47} = 49,2 \text{ кН}$.

При условии, что в пределах длины c не образуются нормальные трещины, $Q_b \geq Q_{crc} = 49,2 \text{ кН}$.

$$Q_{crc} = b \frac{I}{S'} R_{bt} \sqrt{1 + \frac{P_2}{R_{bt} A}} = 16 \cdot \frac{81 \cdot 092}{3958} \cdot 1,05 \sqrt{1 + \frac{1279}{1,05 \cdot 1150}} =$$

$$= 492 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2 = 49,2 \text{ кН},$$

где $S' = 5 \cdot 150 \cdot (27,5 - 22,3) + 16 \left(\frac{25 - 22,3}{2} \right)^2 = 3958 \text{ см}^3$ – статический момент части приведённого сечения, расположенного выше центра тяжести.

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,26 \cdot 1,05 \cdot 16 \cdot 27^2 = 23147 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3;$$

$$c = \frac{M_b}{Q_{crc}} = \frac{23147 \cdot 0,1}{49,2} = 47 \text{ см} < 3h_0 = 3 \cdot 27 = 81 \text{ см};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 37,7 - 10,3 \cdot 0,47 = 32,9 \text{ кН} < Q_b = 49,2 \text{ кН};$$

$$q_1 = \left(g + \frac{V}{2} \right) b_{\text{пл}} \gamma_r = \left(4,808 + \frac{4,8}{2} \right) 1,5 \cdot 0,95 = 10,3 \text{ кН/м}.$$

Поперечная арматура устанавливается конструктивно $\varnothing 3 \text{ В}500$ с шагом $s \leq 0,75h_0 = 0,75 \cdot 270 \approx 200 \text{ мм}$.

РАСЧЁТ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО 2-Й ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

1.8. Определение геометрических характеристик поперечного сечения

Площадь сечения арматуры не учитывается.

Площадь поперечного сечения

$$A = 150 \cdot 5 + 16 \cdot 25 = 1150 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани

$$S = 150 \cdot 5 \cdot 27,5 + 16 \cdot 25 \cdot 12,5 = 25625 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

$$y = \frac{S}{A} = \frac{25625}{1150} = 22,3 \text{ см}.$$

Момент инерции

$$I = \frac{150 \cdot 5^3}{12} + 150 \cdot 5 (27,5 - 22,3)^2 + \frac{16 \cdot 25^3}{12} + 16 \cdot 25 (22,3 - 12,5)^2 = 81092 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления относительно нижних и верхних волокон

$$W^{\text{inf}} = \frac{I}{y} = \frac{81092}{22,3} = 3634 \text{ см}^3; \quad W^{\text{sup}} = \frac{I}{h - y} = \frac{81092}{30 - 22,3} = 10531 \text{ см}^3.$$

1.9. Определение потерь предварительного напряжения

Предварительные напряжения $\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser} = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$. Принимаем $\sigma_{sp} = 520 \text{ МПа}$.

Первые потери при электротермическом способе натяжения арматуры.

Потери от релаксации напряжений арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 520 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада $\Delta\sigma_{sp2} = 0$, так как натянутая арматура и устройство, воспринимающее натяжение, находятся в пропарочной потере.

Потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3}$ не учитываются при электротермическом способе.

Потери от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Усилие предварительного обжатия с учётом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}^{\text{табл}} (\sigma_{sp} - \sum \Delta\sigma_{sp_i}) = 3,08 (520 - 15,6) = 1553 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2.$$

Вторые потери.

Потери от усадки бетона для бетона В35 и ниже

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,0002E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ МПа}.$$

Передаточная прочность бетона $R_{bp} = 0,6B = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ МПа} \geq 15 \text{ МПа}$.

Максимальные напряжения сжатия в бетоне от усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e_{op} y}{I} = \frac{1553}{1150} + \frac{1553 \cdot 22,3 \cdot 19,3}{81092} = 9,6 \text{ МПа};$$

$$e_{op} = y - a = 22,3 - 3 = 19,3 \text{ см};$$

$$\sigma_{bp} = 9,6 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}.$$

Потери от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b.crc}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{e_{op}yA_3}{I}\right)(1 + 0,8\varphi_{b.crc})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,67 \cdot 5,1}{1 + 6,67 \cdot 0,0027 \left(1 + \frac{19,3 \cdot 22,3 \cdot 1150}{81\,092}\right)(1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 49 \text{ МПа},$$

где $\varphi_{b.crc} = 2,5$ [2, табл. 2.6]; $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200\,000}{30\,000} = 6,67$; $\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{3,08}{1150} = 0,0027$.

Напряжения в бетоне на уровне крайнего сжатого волокна от усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e_{op} y}{I} - \frac{M_{g.ser} y}{I} = 9,6 - \frac{16,2 \cdot 10^3 \cdot 22,3}{81092} = 5,1 \text{ МПа}.$$

Полные потери $\sum \Delta\sigma_{spi} = 15,6 + 40 + 49 = 104,6 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$.

$$P_2 = 3,08(520 - 104,6) = 1279 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2.$$

1.10. Расчёт по образованию нормальных трещин

В верхней зоне от усилия предварительного обжатия

$$M_{crc} = \gamma W^{\text{sup}} R_{bt.ser}^p + M_{g.ser} = 1,15 \cdot 1,1 \cdot 10531 \cdot 10^{-3} + 16,2 = 29,5 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $\gamma = 1,15$ [2, табл. 4.1] – для тавров с полкой в растянутой зоне; $R_{bt.ser}^{(p)} = 1,1 \text{ МПа}$ – для бетона В15, соответствующего $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$.

$$M = M_p = P_1(e_{op} - r_{\text{inf}}) = 1553(19,3 - 9,2)10^{-3} = 15,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $r_{\text{inf}} = \frac{W^{\text{sup}}}{A} = \frac{10\,531}{1150} = 9,2 \text{ см}$ – расстояние до ядровой точки, удалённой от растянутой зоны усилия P_1 .

Так как $M = 15,7 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 29,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то трещины не образуются.

В нижней зоне от эксплуатационных нагрузок

$$M_{crc} = \gamma W_{red}^{\text{inf}} R_{bt.ser} + P_2(e_{op} + r^{\text{sup}}) = 1,3 \cdot 3634 \cdot 1,55 \cdot 10^{-3} + 1279(19,3 + 3,2) \times$$

$$\times 10^{-3} = 36 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $\gamma = 1,3$ – для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне; $r^{\text{sup}} = \frac{W^{\text{inf}}}{A} = \frac{3634}{1150} = 3,2 \text{ см}$.

Так как $M_{crc} = 36 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{ser} = 43,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то трещины образуются.

1.11. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

Ширина раскрытия трещин $a_{crc} = \varphi_l \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$.

От кратковременного приложения полной нагрузки $M_{ser} = 43,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $\varphi_l = 1$ – при непродолжительном действии нагрузки; $\varphi_2 = 0,5$ – для арматуры периодического профиля.

Предварительно $\psi_s = 1$ (при ширине раскрытия трещин больше предельной уточняется).

Приращение напряжений

$$\sigma_s = \frac{(M_{ser}/z) - P_2}{A_{sp}} = \frac{43,6 \cdot 10^3 / 23,5 - 1279}{3,08} = 187 \text{ МПа},$$

где $z = \xi h_0 = 0,87 \cdot 27 = 23,5 \text{ см}$.

По [2, табл. 4.2] $\xi = 0,87$ при $\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(150 - 16)5}{16 \cdot 27} = 1,5$;

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{P_2 h_0} = \frac{43,6 \cdot 10^3}{1279 \cdot 27} = 1,3; \quad \mu\alpha = \frac{\alpha A_{sp}}{bh_0} = \frac{6,67 \cdot 3,08}{16 \cdot 27} = 0,048.$$

$\sigma_s = 187 \text{ МПа} > R_{s.ser} - \sigma_{sp} + \sum \Delta\sigma_{sri} = 600 - 520 + 104,6 = 184,6 \text{ МПа}$. Принимаем $\sigma_{sp} = 184,6 \text{ МПа}$.

Расстояние между трещинами

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \cdot \frac{86}{3,08} \cdot 14 = 195 \text{ мм},$$

где $d_s = 14$ мм – диаметр рабочей арматуры.

Площадь сечения растянутого бетона

$$A_{bt} = y_t b = 6 \cdot 16 = 96 \text{ см}^2.$$

Высота растянутой зоны $y_t = ky_0 = 0,9 \cdot 13 = 11,7 \text{ см} \geq 2a = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см}$. Принимаем $y_t = 6 \text{ см}$.

$k = 0,9$ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне.

$$y_0 = \frac{S}{A + \frac{P_2}{R_{bt.ser}}} = \frac{25\,625}{1150 + \frac{1279}{1,55}} = 13 \text{ см};$$

$$10d_s \text{ или } 100 \text{ мм} \leq l_s \leq 40d_s \text{ или } 400 \text{ мм};$$

$$10 \cdot 14 = 140 \text{ мм} \leq l_s = 195 \text{ мм} \leq 400 \text{ мм};$$

$$a'_{crc} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot \frac{184,6}{200\,000} \cdot 195 = 0,09 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного приложения длительной нагрузки

$$M_{l.ser} = 38,3 \text{ кН} \cdot \text{м} (\varphi_l = 1).$$

При $\varphi_f = 1,5$; $\frac{l_s}{h_0} = \frac{38,3 \cdot 10^3}{1279 \cdot 27} = 1,1$; $\mu_\alpha = 0,048$, коэффициент $\xi = 0,79$ [2, табл. 4.2]; $z = 0,79 \cdot 27 = 21,3 \text{ см}$.

$$\sigma_s = \frac{38,3 \cdot 10^3 / 21,3 - 1279}{3,08} = 168 \text{ МПа} < 1846 \text{ МПа};$$

$$a_{crc12} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot \frac{168}{200\,000} \cdot 195 = 0,08 \text{ см}.$$

Ширина раскрытия трещин от длительных нагрузок ($\varphi_l = 1,4$)

$$a_{crc1} = 1,4 \cdot 0,08 = 0,112 \text{ мм} < [a_{crc1}] = 0,3 \text{ мм}.$$

Ширина кратковременного раскрытия трещин

$$a_{crc2} = a'_{crc} - a_{crc12} + a_{crc1} = 0,09 - 0,08 + 0,112 = 0,122 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,4 \text{ мм}.$$

1.12. Определение прогиба плиты

Так как прогиб ограничен эстетическими требованиями, то расчёт производится на действие постоянных и длительных нагрузок.

$$\text{Прогиб } f = \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r} \right) l_0^2.$$

Полная кривизна элемента с трещинами в растянутой зоне

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \left(\frac{1}{r} \right)_3 - \left(\frac{1}{r} \right)_4 = (3,02 - 1,61) 10^{-5} = 1,41 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Кривизна от длительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{1}{r} \right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b.red}} = \frac{38,3 \cdot 10^3}{0,61 \cdot 16 \cdot 27^3 \cdot 6607} = 3,02 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см},$$

где $M = M_{l.ser} = 38,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По [2, табл. 4.5] при $\varphi_f = 1,5$; $\mu_\alpha = 0,048$; $\frac{e_s}{h_0} = \frac{38,3 \cdot 10^3}{1279 \cdot 27} = 1,1$; коэффициент $\varphi_c = 1,03$;

$$E_{b.red} = \frac{R_{b.ser}}{\varepsilon_{b1.red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} =$$

$= 6607 \text{ МПа}$ – приведённый модуль деформации сжатого бетона; $\varepsilon_{b1.red} = 28 \cdot 10^{-4}$ – при продолжительном действии нагрузки.

Кривизна, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона

$$\left(\frac{1}{r} \right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{89 - 2,4}{200\,000 \cdot 27} = 1,61 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см},$$

где $\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 49 = 89$ МПа;

$$\sigma'_{sb} = \sigma_b = \frac{P_2}{A} - \frac{P_2 e_{op}(h-y)}{I} + \frac{M_{l.ser}(h-y)}{I} = \frac{1279}{1150} - \frac{1279 \cdot 19,3(30-22,3)}{81\,092} + \frac{38,3 \cdot 10^3(30-22,3)}{81\,092} = 2,4 \text{ МПа.}$$

$$\text{Прогиб } f = \frac{5}{48} \cdot 1,41 \cdot 10^{-5} \cdot 550^2 = 0,44 \text{ см} < f_{ult} = \frac{l_0}{200} = \frac{550}{200} = 2,75 \text{ см.}$$

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ РАМЫ

Расчёт подобных многоэтажных рам сводится к расчёту 3-х этажной и 3-х пролётной рамы, которая делится на 3 отдельные рамы: 1 – рама верхнего этажа; 2 – среднего этажа; 3 – подвала. Расчёт производится наиболее нагруженной рамы подвала (рис. 2.1).

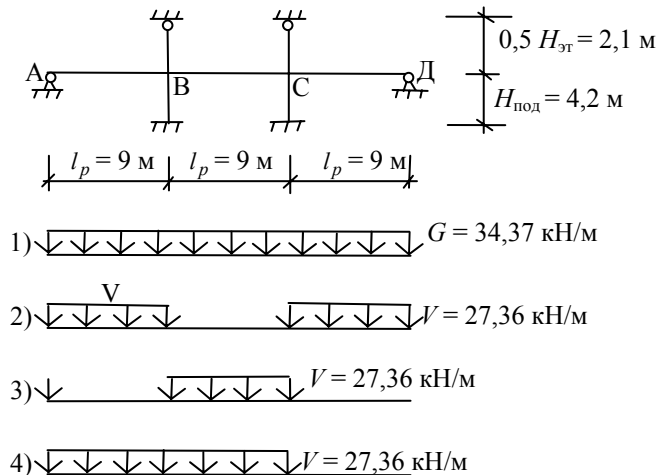


Рис. 2.1. Расчётная схема рамы и сочетания нагрузок

2.1. Сбор нагрузок на ригель

Вес типового ригеля пролётом 9 м $G_{ser}^{риг} = 60$ кН. Постоянная расчётная погонная нагрузка

$$G = \left(n \cdot 6 + \frac{G_{ser}^{риг}}{l_p} \gamma_f \right) \gamma_n = \left(4,808 \cdot 6 + \frac{60}{9} \cdot 1,1 \right) 0,95 = 34,37 \text{ кН/м.}$$

$$\text{Нормативная } G_{ser} = \left(g_{ser}^n \cdot 6 + \frac{G_{ser}^{риг}}{l_p} \right) \gamma_n = \left(4,1 \cdot 6 + \frac{60}{9} \right) \cdot 0,95 = 29,7 \text{ кН/м.}$$

Временная расчётная

$$V = v_{ser} \gamma_f \gamma_n \cdot 6 = 4 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 6 = 27,36 \text{ кН/м;}$$

в том числе длительная $V_l = v_{l.ser} \gamma_f \gamma_n \cdot 6 = 3 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 6 = 20,52 \text{ кН/м;}$

нормативная

$$V_{l.ser} = 4 \cdot 0,95 \cdot 6 = 22,8 \text{ кН/м; } V_{l.ser} = 3 \cdot 0,95 \cdot 6 = 17,1 \text{ кН/м.}$$

2.2. Сбор нагрузок на колонну и определение размеров поперечного сечения

Нагрузка от покрытия

$$N^{пок} = g_{пок} AB = 5 \cdot 6 \cdot 9 = 270 \text{ кН,}$$

где $g_{пок} = 5 \text{ кН/м}^2$ – расчётная нагрузка от веса покрытия (принимается условно).

Нагрузки от 4 перекрытий

$$N^{пер} = G l_p n_{эт} = 34,37 \cdot 9 \cdot 4 = 1237,3 \text{ кН.}$$

Временная нагрузка

$$N_V = V l_p n_{эт} = 27,36 \cdot 9 \cdot 4 = 985 \text{ кН.}$$

Снеговая не учитывается, так как в сумме с временной на перекрытие, умноженный на коэффициент сочетаний $\gamma_c < 1$, она будет меньше, чем одна временная с $\gamma_c = 1$.

Полная нагрузка

$$N_{\max} = N^{\text{пок}} + N^{\text{пер}} + N_V = 270 + 1237,3 + 985 = 2492,3 \text{ кН.}$$

Площадь поперечного сечения колонны

$$A_{\text{кол}}^{\text{гр}} = \frac{N_{\max}}{R_b + \mu R_{sc}} = \frac{2492,3 \cdot 10}{11,5 + 0,025 \cdot 355} = 1223 \text{ см}^2.$$

Материал колонны: бетон В20 с $R_b = 11,5$ МПа; $\mu = 0,025$.

Принимаем $b \times h = 40 \times 50$ см.

Собственный вес колонны

$$G_{\text{кол}} = hb\gamma_{ж/б}\gamma_f\gamma_n(n_{\text{эт}}H_{\text{эт}} + H_{\text{под}}) = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95(4 \cdot 4,2 + 4,2) = 127,7 \text{ кН.}$$

$$N^{1+4} = N_{\max} + G_{\text{кол}} = 2492,3 + 127,7 = 2620 \text{ кН.}$$

2.3. Определение геометрических характеристик элементов каркаса

Моменты инерции (рис. 2.2)

$$I_{\text{кол}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 0,0042 \text{ м}^4.$$

Площадь $A = 0,3 \cdot 0,8 + 2(0,175 \cdot 0,1 + 0,5 \cdot 0,175 \cdot 0,4) = 0,345 \text{ м}^2$.

Статический момент

$$S = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,4 + 2(0,175 \cdot 0,1 \cdot 0,45 + 0,5 \cdot 0,4 \cdot 0,175 \cdot 2/3 \cdot 0,4) = 0,13 \text{ м}^3.$$

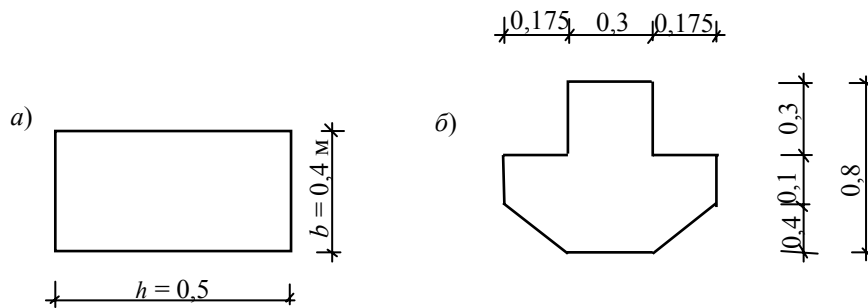


Рис. 2.2. Поперечные сечения:

a – колонны; *б* – ригеля

$$y = \frac{S}{A} = \frac{0,13}{0,345} = 0,38 \text{ м.}$$

$$I = \frac{0,3 \cdot 0,8^3}{12} + 0,3 \cdot 0,8(0,4 - 0,38)^2 + 2 \left(\frac{0,175 \cdot 0,1^3}{12} + 0,175 \cdot 0,1(0,45 - 0,38)^2 + \frac{0,175 \cdot 0,4^3}{12} + 0,5 \cdot 0,175 \cdot 0,4(0,38 - 2/3 \cdot 0,4)^2 \right) = 0,0159 \text{ см}^4.$$

Погонные жёсткости:

$$i_{\text{эт}}^{\text{кол}} = \frac{2I^{\text{кол}}}{H_{\text{эт}}} = \frac{0,0042 \cdot 2}{4,2} = 0,002 \text{ м}^3; \quad i_{\text{под}}^{\text{кол}} = \frac{I^{\text{кол}}}{H_{\text{под}}} = \frac{0,0042}{4,2} = 0,001 \text{ м}^3;$$

$$i_p = \frac{I^p}{l_p} = \frac{0,0159}{9} = 0,002 \text{ м}^3.$$

Для статического расчёта рамы на ЭВМ необходимо определить коэффициенты [5]:

$$K_1 = \frac{E_b^{\text{кол}} i_{\text{эт}}^{\text{кол}}}{E_b^p i_p} = \frac{0,002 \cdot 27 \cdot 500}{36 \cdot 000 \cdot 0,002} = 0,76; \quad K_2 = \frac{E_b^{\text{кол}} i_{\text{под}}^{\text{кол}}}{E_b^p i_p} = \frac{27 \cdot 500 \cdot 0,001}{36 \cdot 000 \cdot 0,002} = 0,38;$$

$$K_3 = \frac{i_{\text{под}}^{\text{кол}}}{i_{\text{эт}}^{\text{кол}} + i_{\text{под}}^{\text{кол}}} = \frac{0,001}{0,002 + 0,001} = 0,33; \quad K_4 = \frac{i_{\text{под}}^{\text{кол}}}{i_{\text{эт}}^{\text{кол}} + i_{\text{под}}^{\text{кол}}} = \frac{0,001}{0,002 + 0,001} = 0,33.$$

$$E_b^p = 36\,000 \text{ МПа для бетона В40.}$$

Статический расчёт нижней рамы многоэтажного здания

Исходные данные: $K_1 = .76$; $K_2 = .67$; $K_3 = .67$; $K_4 = .33$.

Высота колонны этажа $H = 4.2 \text{ м}$.

Длина ригеля $LR = 9 \text{ м}$. Высота колонны подвала НКР = 4,2 м.

Сочетание нагрузки	1 + 2	1 + 3	1 + 4
--------------------	-------	-------	-------

1. Данные для расчёта по первой группе предельных состояний (ригеля, колонны и фундамента).

Полная расчётная нагрузка $G = 34.37 \text{ кН/м}$; $V = 27.36 \text{ кН/м}$.

Участок АВ

M(ВА)=	-491.0	-371.4		
M(ВА) _{max} =	403.6	187.1		кН·м
Q(A) =	223.2	113.4		кН
Q(ВА) =	-332.3	-195.9		кН
УО	3.6	3.3		м

Участок ВD

M(BC) =	-321.4	-401.1		
M(BC) _{max} =	26.6	224.0		кН·м
Q(DC) =	154.7	277.8		кН

Колонна подвала. Изгибающие моменты и поперечная сила.

МКРВ =	67.9	-11.9	-29.7	
МКРН =	-34.0	5.9	14.8	кН·м
QКР =	24.3	-4.2	-10.6	кН

Колонна первого этажа. Изгибающие моменты и поперечная сила.

МК1 =	-101.9	17.8	-60.2	
QR1 =	-48.5	8.5	-14.3	кН

3. РАСЧЁТ КРАЙНЕГО РИГЕЛЯ

3.1. Исходные данные

Бетон В40 с $R_b = 22 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1.4 \text{ МПа}$; $E_b = 36\,000 \text{ МПа}$.

Напрягаемая арматура А600 с $R_s = 520 \text{ МПа}$; $R_{s,ser} = 600 \text{ МПа}$; $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$.

Ненапрягаемая опорная арматура А400 с $R_s = 355 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; В500 $R_s = 415 \text{ МПа}$.

3.2. Расчёт по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов

В пролёте

$$M = M_{BA\max}^{1+2} = 403,6 \text{ кН·м.}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{403,6 \cdot 10^3}{22 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0,11 < \alpha_R = \xi_R (1 - \xi_R / 2) = 0,43 (1 - 0,43 / 2) = 0,34,$$

где $h_0 = 80 - 5 = 75 \text{ см}$ (рис. 3.1); $\xi_R = 0,43$ – для арматуры А600 [2, табл. 3.1].

$$A_{s3}^{тр} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,11 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 75}{1,1 \cdot 520} = 10,1 \text{ см}^2;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,11} = 0,11; \gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,11 / 0,43 = 1,18 > 1,1.$$

Принимаем 4 Ø 18 А600 с $A_{sp}^{табл} = 10,18 \text{ см}^2$.

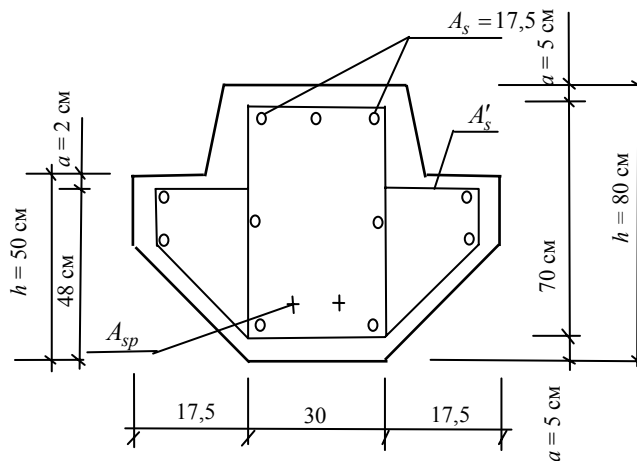


Рис. 3.1. К расчёту ригеля по нормальным сечениям

На опоре момент, действующий по грани колонны

$$M_p = -M_{BA}^{1+2} + Q_{BA}^{1+2} \frac{h_k}{2} - \frac{(G+V)h_k^2}{8} =$$

$$= -491 + 332,3 \cdot \frac{0,5}{2} - \frac{(34,37 + 27,36)0,5^2}{8} = 410 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\alpha_m = \frac{410 \cdot 10^3}{22 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0,11 < \alpha_R = 0,39 - \text{для арматуры А400 [1, табл. 3.2].}$$

$$A_s^{\text{тп}} = 22 \cdot 30 \cdot 75 \cdot \frac{0,11}{355} = 15,1 \text{ см}^2; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,11} = 0,11.$$

По сортаменту принято 4 Ø 22 А400 с $A_s^{\text{табл}} = 15,2 \text{ см}^2$.

Расчёт консольных свесов.

Расстояние от опорной реакции до грани ригеля $l = 2,5 + 15/2 = 10 \text{ см}$. Момент по грани колонны $M = Q_{\text{max}} l = 37,7 \cdot 0,1 = 3,77 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $Q_{\text{max}} = 37,7 \text{ кН}$ – опорная реакция плиты перекрытия. Расчёт арматуры производится на ширину плиты перекрытия.

$$\alpha_m = \frac{1,25M}{R_b b_{\text{пл}} h_{0\text{к}}^2} = \frac{1,25 \cdot 3,77 \cdot 10^3}{22 \cdot 150 \cdot 48^2} = 0,001; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,11} = 0,11;$$

$$A_s^{\text{тп}} = \frac{0,001 \cdot 22 \cdot 150 \cdot 48}{415} = 0,23 \text{ см}^2.$$

Принята арматура Ø 3 В500 с шагом $s = 200 \text{ мм}$.

3.3. Расчёт по полосе между наклонными трещинами

$$Q_{BA}^{1+2} = 332,3 \text{ кН} < 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 75 \cdot 0,1 = 1485 \text{ кН}.$$

3.4. Расчёт по наклонным сечениям на действие поперечной силы

Опорная реакция ригеля при вылете консоли $l_k = 0,35 \text{ м}$;

$$Q = Q_{BA}^{1+2} - (G+V) \left(\frac{h_k}{2} + 0,2 \right) = 332,3 - (34,37 + 27,36) \left(\frac{0,5}{2} + 0,2 \right) = 304,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{b\text{min}} = 0,5R_{bt} b h_0 \varphi_n = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 30 \cdot 75 \cdot 1,13 \cdot 0,1 = 178 \text{ кН};$$

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left(\frac{N_p}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \frac{3135}{68\,640} - 4 \left(\frac{3135}{68\,640} \right)^2 = 1,13,$$

где $N_p = 0,7P_2 = 0,7 \cdot 4479 = 3135 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2$; $P_2 = A_{sp}^{\text{табл}} (\sigma_{sp} - \sum \Delta \sigma_{sp_i}) = 10,18(540 - 100) = 4479 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2$;

$\sigma_{sp} = 0,9R_{s,ser} = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$; $\sum \Delta \sigma_{sp_i} = 100 \text{ МПа}$ – минимальные потери предварительного напряжения.

$$N_b = 1,3R_b A_1 = 1,3 \cdot 22 \cdot 2400 = 68\,640 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2,$$

где $A_1 = bh = 30 \cdot 80 = 2400 \text{ см}^2$.

Проверка условий, при которых поперечная арматура ставится конструктивно:

а) $Q = 304,6 \text{ кН} < 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,4 \cdot 30 \cdot 75 \cdot 0,1 = 787,5 \text{ кН}$;

б) $Q' \leq Q_b$,

где $Q' = Q - q_1(c + 0,15) = 304,6 - 48,05(1,65 + 0,15) = 218 \text{ кН}$ ($q_1 = G + \frac{V}{2} = 34,37 + \frac{27,36}{2} = 48,05 \text{ кН/м}$; $c = 1,65 \text{ м}$ – расстояние от грани консоли колонны до второй сосредоточенной силы на ригеле).

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{40\,044}{165} = 243 \text{ кН} > Q_{b\text{min}} = 178 \text{ кН},$$

где $M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2\varphi_n = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 30 \cdot 75^2 \cdot 1,13 \cdot 0,1 = 40\,044 \text{ кН}\cdot\text{см}$.

Условие $Q' = 218 \text{ кН} < Q_b = 243 \text{ кН}$ выполняется. Следовательно, поперечная арматура ставится конструктивно. Шаг стержней должен быть не более $0,75h_0 = 0,75 \cdot 750 = 562,5 \text{ мм} > 500 \text{ мм}$. Принимаем $s = 500 \text{ мм}$ и $\varnothing 6 \text{ А400}$.

3.5. Расчёт обрыва опорной арматуры

При сочетании 1 + 2 обрывают 50 % опорной арматуры $2 \varnothing 22 \text{ с}$ $A_s = 7,6 \text{ см}^2$. Высота сжатой зоны $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 7,6}{22 \cdot 30} = 4 \text{ см}$.

Предельный момент для оставшейся арматуры ($2 \varnothing 22 \text{ А400}$)

$$M^{\text{пр}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 7,6 \left(75 - \frac{4}{2}\right) 10^{-3} = 197 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Статический момент $M^{\text{ст}} = Q_A^{1+2} y - (G + V) \frac{y^2}{2}$. Точка обрыва y определяется из условия $M_{\text{ст}} = M^{\text{пр}}$.

$$223,2y - (34,37 + 27,36)y^2 / 2 = -197.$$

Решая квадратное уравнение, находим $y \approx 8 \text{ м}$. За точку обрыва стержни заводят на величину

$$w = \frac{Q}{2g_{sw}} + Sd \geq 20d,$$

где $Q = Q_A^{1+2} - (G + V)y = 223,2 - (34,37 + 27,36)8 = -270 \text{ кН}$ – поперечная сила в точке обрыва;

$g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{285 \cdot 0,566 \cdot 0,1}{50} = 0,32 \text{ кН/см}$ – интенсивность поперечного армирования ($R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; $2 \varnothing 6 \text{ А400 с}$

$A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2$); $d = 2,2 \text{ см}$ – диаметр обрываемых стержней; $w = \frac{270}{2 \cdot 0,32} + 5 \cdot 2,2 = 433 \text{ см} > 20d = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}$.

Длина обрываемых стержней

$$l_{\text{обр}} = l_p - y + w - \frac{h_k}{2} - 2 \cdot 0,15 = 9 - 8 + 4,23 - \frac{0,5}{2} - 2 \cdot 0,15 = 4,68 \text{ м}.$$

При сочетании 1 + 3 обрывают 2 оставшихся стержня $\varnothing 22 \text{ А400}$. К ним встык приваривают монтажные стержни $2 \varnothing 10 \text{ А400 с}$ $A_s^{\text{мон}} = 1,57 \text{ см}^2$.

Расчёт производится аналогично.

$$x = \frac{R_s A_s^{\text{мон}}}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1,57}{22 \cdot 30} = 0,8 \text{ см};$$

$$M^{\text{пр}} = 355 \cdot 1,57 \left(75 - \frac{0,8}{2}\right) 10^{-3} = 41,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M^{\text{ст}} = Q_A^{1+3} - G \frac{y^2}{2} = -M^{\text{пр}};$$

$$113,4y - 34,37y^2 / 2 = -41,6, \quad y = 6,95 \text{ м};$$

$$Q = 113,4 - 6,95 \cdot 34,37 = -125 \text{ кН};$$

$$w = \frac{125}{2 \cdot 0,32} + 5 \cdot 2,2 = 206 \text{ см} > 20d = 44 \text{ см};$$

$$l_{\text{обр}} = 9 - 6,95 + 2,06 - \frac{0,5}{2} - 2 \cdot 0,15 = 3,51 \text{ м}.$$

Проверка ригеля по предельным состояниям второй группы не производится, так как на основе практики применения подобных конструкций известно, что прогиб и ширина раскрытия трещин будут меньше предельных.

4. РАСЧЁТ КОЛОННЫ ПОДВАЛА

4.1. Исходные для проектирования

Бетон В20 с $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $E_b = 27\,500$ МПа.

Арматура А400 с $R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $E_s = 200\,000$ МПа; сечение $b \times h = 40 \times 50$ см (рис. 4.1).

Расчётная длина $l_0 = 0,7H_{\text{под}} = 0,7 \cdot 4,2 = 2,94$ м.

Случайный эксцентриситет

$$e_{a1} = 1 \text{ см}; e_{a2} = h/30 = 50/30 = 1,6 \text{ см}; e_{a3} = l_0/600 = 294/600 = 0,5 \text{ см}.$$

4.2. Расчёт колонны по прочности

Из плоскости рамы.

Усилия

$$N = N^{1+4} = 2620 \text{ кН}; M = 0;$$

$$N_e = N^{1+4} - N_{\text{кр}} = 2620 - 246 = 2374 \text{ кН};$$

$$N_{\text{кр}} = v_{\text{кр}} \gamma_f \gamma_n ABn_{\text{эТ}} = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 6 \cdot 9 \cdot 4 = 246 \text{ кН};$$

$$A_s + A'_s = \frac{N - \varphi R_b A_b}{\varphi R_{sc}} = \frac{2620 \cdot 10 - 0,92 \cdot 11,5 \cdot 40 \cdot 50}{0,92 \cdot 355} = 15,4 \text{ см}^2,$$

где $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s = 0,92$; $\varphi_b = 0,92$ и $\varphi_{sb} = 0,92$ [1, табл. 3.5] при $\frac{N_e}{N} = \frac{2374}{2620} = 0,9$ и $\frac{l_0}{h} = \frac{294}{50} \approx 6$;

$$\alpha_s = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,025 \cdot \frac{355}{11,5} = 0,77.$$

Расчёт в плоскости рамы.

Для расчёта рассмотрены три точки.

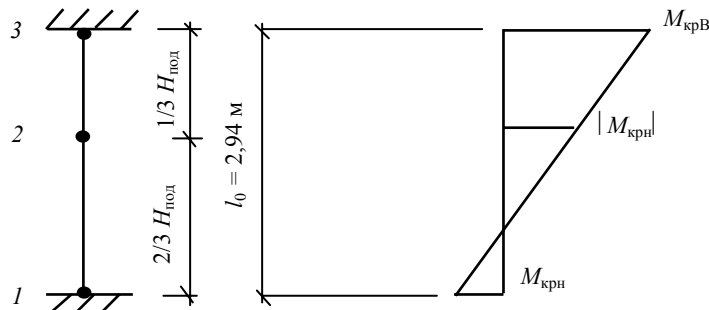


Рис. 4.1. Расчётная схема колонны и эпюра моментов

В точке 2 при $\frac{l_0}{h} = 6 > 4$ необходимо учитывать влияние прогиба на величину эксцентриситета.

Вес колонны подвала $G_{\text{к}}^{\text{под}} = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 4,2 = 22$ кН.

Значение продольных сил в точках:

$$N_1 = N^{1+4} - 0,5Vl_p = 2620 - 0,5 \cdot 27,36 \cdot 9 = 2497 \text{ кН};$$

$$N_2 = N_1 - \frac{2}{3}G_{\text{к}}^{\text{под}} = 2497 - \frac{2}{3} \cdot 22 = 2482 \text{ кН};$$

$$N_3 = N_1 - G_{\text{к}}^{\text{под}} = 2497 - 22 = 2475 \text{ кН}.$$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 - 5\,400\,657\,190 \cdot 0,1}{294^2} = 61\,604 \text{ кН},$$

$$\text{где } D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_e(0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = 27\,500 \cdot 40 \cdot 50^3 \times$$

$$\times \left[\frac{0,0125}{1,65 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,175 \cdot 0,025 \cdot 7,27 \left(\frac{46-4}{50} \right)^2 \right] = 5\,400\,657\,190 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4.$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + \frac{28}{34} = 1,65;$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{крп}}}{N_2} = \frac{34 \cdot 10^2}{2482} = 1,4 \text{ см}; \quad \delta_l = \frac{l_0}{h} = \frac{200\,000}{27\,500} = 7,27;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2482}{61604}} = 1,04.$$

Дальнейший расчёт приведён в табл. 3.

Таблица 3

№ точки	N_i , кН	M_i , кН·м	$e_0 = \frac{M_i}{N_i}$, см	η	$e_0\eta$
1	2497	34	1,4	1	1,4
2	2482	34	1,4	1,04	1,46
3	2475	67,9	2,7	1	2,7

По максимальному значению $e_0\eta = 2,7$ определяем расчётную точку (при $e_0\eta \leq e_a$ расчёт можно не производить).

При $\alpha_n = \frac{N_3}{R_b b h_0} = \frac{2475 \cdot 10}{11,5 \cdot 40 \cdot 46} = 1,17 > \xi_R = 0,531$ (для арматуры А400).

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{11,5 \cdot 40 \cdot 4,6}{355} \cdot \frac{0,6 - 0,68(1 - 0,68/2)}{1 - 0,09} =$$

$$= 10 \text{ см}^2,$$

где $\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{46} = 0,09$.

$$\alpha_{m1} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{2475 \cdot 23,7 \cdot 10}{11,5 \cdot 40 \cdot 46^2} = 0,6;$$

$$e = e_0\eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 2,7 + \frac{46 - 4}{2} = 23,7 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1,17(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,77 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,77} = 0,68;$$

$$\alpha_s = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,025 \cdot \frac{355}{11,5} = 0,77.$$

Принимаем 6 \varnothing 22 А400 с $A_s^{\text{таб}} = 22,81 \text{ см}^2 > A_s + A'_s = 2 \cdot 10 = 20 \text{ см}^2$. Поперечная арматура \varnothing 6 А400 с $s = 15d = 15 \cdot 22 \approx 300 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$.

4.3. Расчёт консоли колонны

Длина площади опирания ригеля

$$l_0 = \frac{Q}{\psi R_{b,los} b_{\text{риг}}} = \frac{309 \cdot 10}{0,75 \cdot 11,5 \cdot 30} = 12 \text{ см},$$

где $\psi = 0,75$; $R_{b,los} = \varphi_b R_b = 1 \cdot 11,5 = 11,5 \text{ МПа}$.

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b\text{max}}}{A_{b,los}}} = 0,8 \sqrt{\frac{1200}{800}} = 0,99 < 1.$$

Принимаем $\varphi_b = 1$. Максимальная расчётная площадь смятия $A_{b\text{max}} = b_p b_k = 40 \cdot 30 = 1200 \text{ см}^2$. Площадь смятия $A_{b,los} = b_p^2 = 30 \cdot 30 = 900 \text{ см}^2$. Окончательно принимаем $l_0 = b_p = 30 \text{ см}$. Вылет консоли $l_k = 30 + 5 = 35 \text{ см}$.

Рабочая высота консоли (рис. 4.2)

$$h_0^{TP} \geq \sqrt{\frac{Qa}{1,2R_{bt}b_k}} = \sqrt{\frac{309 \cdot 20 \cdot 10}{1,2 \cdot 0,9 \cdot 40}} = 38 \text{ см},$$

где $a = 20$ см – расстояние от опорной реакции до грани колонны.

При высоте свободного края консоли $h_c \geq 150$ мм и угле наклона 45° высота консоли $h_k \geq 35 + 15 = 50$ см;
 $h_0 = 50 - 3 = 47$ см $> h_0^{TP} = 38$ см.

Площадь рабочей арматуры

$$A_s^{TP} = \frac{1,25Qa}{0,9R_s(h_0 - a')} = \frac{1,25 \cdot 309 \cdot 20 \cdot 10}{0,9 \cdot 355(47 - 3)} = 5,5 \text{ см}^2.$$

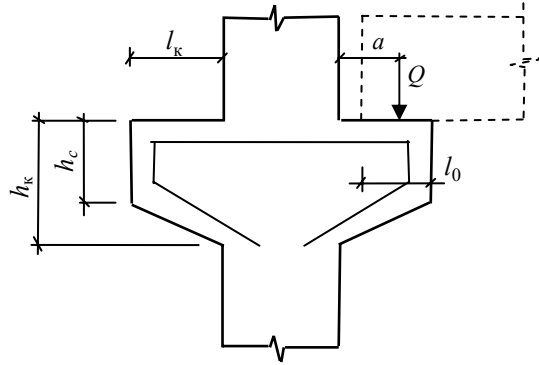


Рис. 4.2. К расчёту консоли

По сортаменту принято $3 \text{ } \varnothing 16 \text{ A400}$ с $A_s^{\text{табл}} = 6,03 \text{ см}^2$.

При $h = 50$ см $\leq 2,5a = 2,5 \cdot 20 = 50$ см. Поперечная арматура в виде наклонных хомутов $\varnothing 6 \text{ A400}$ с шагом

$$s = \frac{h_k}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ мм} < 150 \text{ мм}.$$

Проверяем прочность наклонных сечений по наклонной сжатой полосе:

$$Q \leq 0,8R_b b l_0 \sin^2 \theta (1 + 5\alpha \mu_w) = 0,8 \cdot 11,5 \cdot 40 \cdot 30 \cdot 0,64 \times \\ \times (1 + 5 \cdot 7,25 \cdot 0,00114) \cdot 0,1 = 736 \text{ кН} > Q = 309 \text{ кН},$$

где $\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_k^2} = \frac{47^2}{47^2 + 35^2} = 0,64$; $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{0,57}{40 \cdot 12,5} = 0,00114$; $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$ – для $2 \text{ } \varnothing 6 \text{ A400}$.

5. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

Усилия, действующие на фундамент:

$$N^{1+4} = 2620 \text{ кН};$$

$$N^{1+2} = 2497 \text{ кН};$$

$$M = 0;$$

$$M_{\text{крн}}^{1+2} = 34 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\text{крн}}^{1+2} = 24,3 \text{ кН}.$$

5.1. Определение размеров фундамента

Фундамент проектируется с подколонником стаканного типа и фундаментной плитой (рис. 5.1).

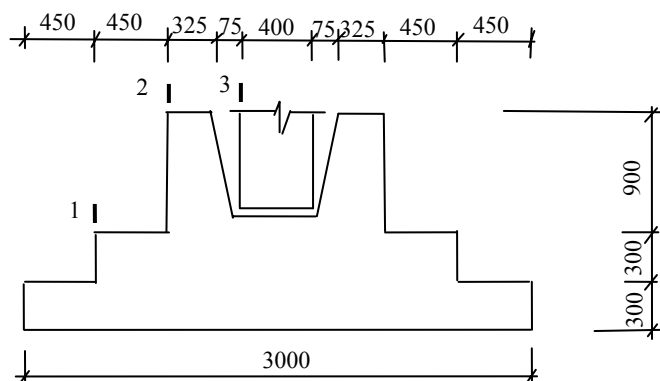


Рис. 5.1. Схема фундамента

Высота стакана:

$$1) H_{ст} \geq (1 \dots 1,5) h_k + 0,05 = 0,55 \dots 0,8 \text{ м};$$

$$2) H_{ст} \geq h_{ан} + 0,05 = 0,53 + 0,05 \approx 0,6 \text{ м}.$$

При сжатой арматуре в колонне $h_{ан} = 24d = 24 \cdot 0,022 = 0,53 \text{ м};$

$$H_{\phi} \geq H_{ст} + 200 = 0,8 + 0,2 = 1 \text{ м}.$$

Принимаем высоту типового фундамента $H_{\phi} = 1,5 \text{ м}$. Тогда заглубление $H_3 = H_{\phi} + 0,15 = 1,5 + 0,15 = 1,65 \text{ м}$.

Площадь подошвы фундамента

$$A_{\phi} = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma H_3} = \frac{2278}{300 - 20 \cdot 1,65} = 8,5 \text{ м}^2,$$

где $N_{ser} = \frac{N^{1+4}}{\gamma_m} = \frac{2620}{1,15} = 2278 \text{ кН};$ $\gamma_m = 1,15$ – осреднённый коэффициент надёжности по нагрузке; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ – объёмный вес фундамента и грунта на уступах; $R_0 = 0,3 \text{ МПа} = 300 \text{ кПа}$ – расчётное сопротивление грунта; $a = \sqrt{A_{\phi}} = \sqrt{8,5} \approx 3 \text{ м}$. Принимаем размеры подколлонника $h_n = b_n = 1,2 \text{ м}$.

5.2. Расчёт на продавливание

Высота плитной части из условия продавливания

$$h_0 \geq \frac{h_n + b_n}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N^{1+4}}{R_{bt} + p}} = \frac{1,2 + 1,2}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2620}{900 + 291}} = 0,14 \text{ м},$$

где $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 900 \text{ кПа}$ (для бетона В20); $p = \frac{N^{1+4}}{A_{\phi}} = \frac{2620}{3^2} = 291 \text{ кПа}$.

Принимаем высоту плитной части 30 см.

При сочетании 1 + 2 усилия, действующие в уровне подошвы фундамента:

$$N = N^{1+2} + G_{\phi} = 2497 + 3 \cdot 3 \cdot 1,65 \cdot 20 \cdot 1,1 = 2824 \text{ кН};$$

$$M = M^{1+2} + Q^{1+2} H_3 = 34 + 24,3 \cdot 1,65 = 74,1 \text{ кН·м};$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{74,1}{2824} = 0,027 \text{ м} < e_a = \frac{a}{30} = \frac{3}{30} = 0,1 \text{ м} - \text{фундамент рассчитывается как центрально нагруженный}.$$

5.3. Проверка толщины фундаментной плиты, исходя из прочности наклонных сечений

Действующая поперечная сила

$$Q = Pbc = 291 \cdot 1 \cdot 0,635 = 185 \text{ кН},$$

где $c = 0,5(a - h_n - 2h_0) = 0,5(3 - 1,2 - 2 \cdot 0,265) = 0,635 \text{ м}$ – проекция наклонного сечения ($h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265 \text{ м}; b = 1 \text{ м}$).

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 26,5 \cdot 0,1 = 119 \text{ кН} < Q = 185 \text{ кН}.$$

Увеличиваем толщину фундаментной плиты до $h_{пл} = 60 \text{ см}$ и принимаем её двухступенчатой, тогда $h_0 = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см};$ $Q_b = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 56,5 \cdot 0,1 = 254 \text{ кН} > Q = 185 \text{ кН}$.

5.4. Расчёт фундамента на раскалывание

Площади сечений фундамента плоскостями, проходящими через ось колонны параллельно сторонам фундамента:

$$A_{\phi_1} = 0,3 \cdot 3 + 0,3 \cdot 2,1 + 0,9 \cdot 1,2 - \frac{0,65 + 0,6}{2} \cdot 0,8 = 2,11 \text{ м}^2;$$

$$A_{\phi_2} = 0,3 \cdot 3 + 0,3 \cdot 2,1 + 0,9 \cdot 1,2 - \frac{0,55 + 0,5}{2} \cdot 0,8 = 2,19 \text{ м}^2.$$

При $\frac{b_k}{h_k} = \frac{0,4}{0,5} = 0,8 > \frac{A_{\phi_2}}{A_{\phi_1}} = \frac{2,19}{2,11} = 1,04$ – прочность на раскалывание производится по [3, формула 6.23].

$$N^{1+4} = 2620 \text{ кН} \leq 0,975 \left(1 + \frac{h_k}{b_k}\right) A_{\phi_2} R_{bt} = 0,975 \left(1 + \frac{50}{40}\right) 2,19 \cdot 10^4 \cdot 0,9 \cdot 0,1 = 4324 \text{ кН}.$$

Условие прочности выполняется.

5.5. Расчёт прочности нормальных сечений

Сечение 1

$$c_1 = 0,5(3 - 2,1) = 0,45 \text{ м};$$

$$M_1 = \frac{pbc_1^2}{2} = \frac{291 \cdot 1 \cdot 0,45^2}{2} = 29,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$A_{s1}^{тp} = \frac{M_i}{0,9h_{01}R_s} = \frac{29,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 355} = 3,5 \text{ см}^2,$$

где для арматуры А400 $R_s = 355$ МПа; $h_{01} = 30 - 3,5 = 26,5$ см.

Сечение 2

$$c_2 = 0,5(3 - 1,2) = 0,9 \text{ м};$$

$$h_{02} = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см};$$

$$M_2 = \frac{291 \cdot 1 \cdot 0,9^2}{2} = 11,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$A_{s2}^{тp} = \frac{118 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 56,5 \cdot 355} = 6,5 \text{ см}^2.$$

Сечение 3

$$c_3 = 0,5(3 - 0,4) = 1,3 \text{ м};$$

$$h_{03} = 150 - 3,5 = 146,5 \text{ см};$$

$$M_3 = \frac{291 \cdot 1 \cdot 1,3^2}{2} = 246 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$A_{s3}^{тp} = \frac{246 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 146,5 \cdot 355} = 5,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем 15 \varnothing 10 А400 с $A_s^{табл} = 11,8 \text{ см}^2$ с шагом $s = 200$ мм.

6. РАСЧЁТ НЕСУЩЕГО ПРОСТЕНКА ПЕРВОГО ЭТАЖА

Размеры оконных проёмов $H_0 = 1,8$ м; $B_0 = 1,5$ м. Простенки $h_{пр} = b_{ст} = 0,51$ м; $B_{пр} = 1,5$ м (между ригелями размеры двух оконных проёмов). Кладка выполняется из силикатного кирпича.

6.1. Сбор нагрузок на простенок

Вес кровли $N_{кр} = 0,5g_{кр}AB = 0,5 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 9 = 135$ кН. Нагрузка от перекрытий $N_{пер} = (n_{эт} - 1) Q_A^{1+2} = (4 - 1) 223,2 = 669,6$ кН.

Вес стены

$$N_{ст} = [(B_0 + B_{пр})(H_{эт}(h_{эт} - 1) + h_{пар}) - B_0H_0(h_{эт} - 1)]\gamma_k\gamma_f\gamma_n\delta_{ст} = \\ = [(1,5 + 1,5)(4,2(4 - 1) + 1) - (1,5 \cdot 1,8(4 - 1))]18 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,53 = 327 \text{ кН},$$

где $h_{пар} = 1$ м – высота парапета; $\gamma_k = 18 \text{ кН/м}^3$ – объёмный вес кирпичной кладки; $\delta_{ст} = 0,53$ м – толщина стены с учётом слоя штукатурки.

Полная нагрузка $N_{пр} = N_{кр} + N_{пер} + N_{ст} = 135 + 669,6 + 327 = 1131,6$ кН.

6.2. Расчёт сечений простенка 1-го этажа

Расчётная длина простенка $l_0 = H_{эт} = 4,2$ м. Упругая характеристика кладки $\alpha = 500$ при марке раствора не ниже М10 [4, табл. 5.14].

Нагрузка от перекрытия 2-го этажа $Q_A^{1+2} = 223,2$ кН прикладывается от внутренней поверхности стены на расстоянии равном $a_p/3 = 20/3 = 6,6$ см ≤ 7 см, где $a_p = 20$ см – длина заделки ригеля в стену.

Изгибающий момент от внецентренного приложения нагрузки в уровне перекрытия (рис. 6.1).

$$M = Q_A^{1+2}(h_{ст}/2 - 6,6) = 223,2(51/2 - 6,6) = 4118,5 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Момент, действующий в верхнем сечении простенка

$$M_1 = M \frac{4,2 - 0,6}{4,2} = \frac{4118,5 \cdot 3,6}{4,2} = 3530 \text{ кН}\cdot\text{см}/$$

$$e_0 = M_1 / N_{пр} = 3530 / 1131,6 = 3,1 \text{ см}.$$

Прочность кладки при внецентренном сжатии

$$R \geq \frac{N_{пр}}{m_g \varphi_1 h_{пр} b_{пр} \omega} = \frac{1131,6 \cdot 10}{1 \cdot 0,78 \cdot 51 \cdot 150 \cdot 1,06} = 1,8 \text{ МПа},$$

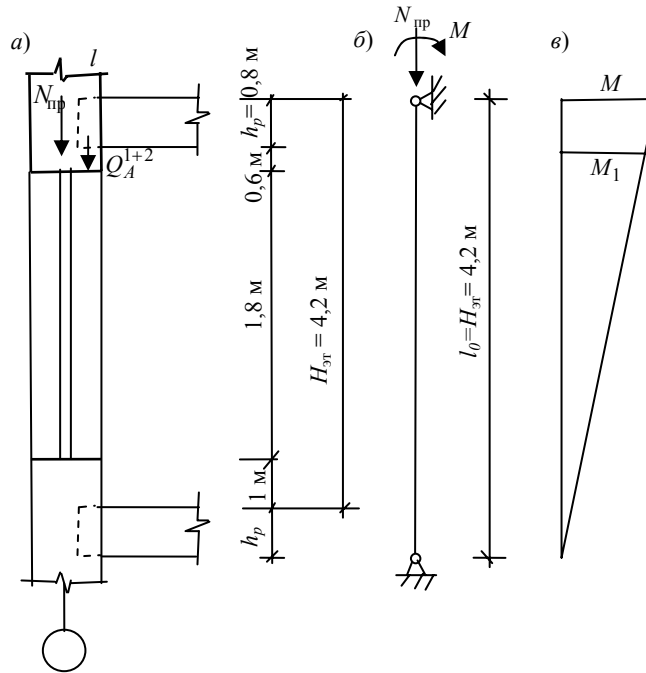


Рис. 6.1. К расчёту несущего простенка стены:
а и *б* – конструктивная и расчётная схемы; *в* – эпюра моментов

где $m_g = 1$ при $h_{пр} = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$; $\omega = 1 + \frac{e_0}{h_{пр}} = 1 + \frac{3,1}{51} = 1,06 < 1,45$; $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,85 + 0,71}{2} = 0,78$ ($\varphi = 0,85$ – коэффициент продольного изгиба при $\lambda_h = \frac{l_0}{h_{пр}} = \frac{420}{51} \approx 8$ и $\alpha = 500$ [4, табл. 5.17]; $\varphi_c = 0,71$ – для сжатой части при $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{420}{44,8} = 9,4$; $h_c = h_{ст} - 2e_0 = 51 - 2 \cdot 3,1 = 44,8 \text{ см}$).

По [4, табл. 5.2] принимаем марку кирпича М150 и раствора М50, для которых прочность кладки $R = 1,8 \text{ МПа}$. Применение сетчатого армирования по высоте простенка позволяет увеличить сопротивление кладки приблизительно в два раза и тем самым уменьшить марку кирпича и раствора.

6.3. Расчёт на смятие

$$R_{см} \geq \frac{N_{см}}{\psi d A_c \xi} = \frac{223,2 \cdot 10}{0,5 \cdot 1,25 \cdot 600 \cdot 1,64} = 3,6 \text{ МПа},$$

где $N_{см} = Q_A^{1+2} = 223,2 \text{ кН}$; $\psi = 0,5$ – при треугольной эпюре давления от местной нагрузки; $d = 1,5 - 0,5\psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5 = 1,25$ – для кладки из кирпича; $A_c = b_p a_p = 30 \cdot 20 = 600 \text{ см}$ – площадь смятия;

$$A = a_p (b_p + 2h_{пр}) = 20 (30 + 2 \cdot 51) = 2640 \text{ см}^2 \text{ – расчётная площадь смятия; } \xi = \sqrt[3]{\frac{5680}{1600}} = 1,53;$$

$$R_{см} = \frac{223,2 \cdot 10}{0,5 \cdot 1,25 \cdot 1600 \cdot 1,53} = 1,46 \text{ МПа} < R = 1,8 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101–2003) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2003. – 144 с.
2. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлого бетона (к СП 52-102–2003) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 158 с.
3. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский и др. ; под ред. А.Б. Голышева. – Киев : Будивельник, 1990. – 554 с.
4. Жилые и общественные здания: Краткий справочник инженера-конструктора / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко, А.Н. Кондратьев и др. ; под ред. Ю.А. Дыховичного. – М. : Стройиздат, 1991. – 656 с.
5. Струлёв, В.М. Статический расчёт рамы многоэтажного производственного здания на ЭВМ : метод. указ. / В.М. Струлёв, В.Г. Однолько. – Тамбов : ТГТУ, 1991. – 16 с.