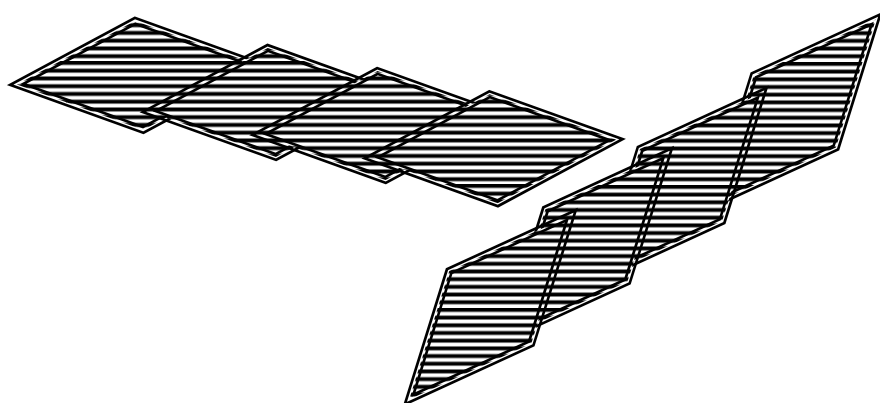


РАСЧЕТ
КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ



ИЗДАТЕЛЬСТВО ТГТУ

ХУДЯКОВ Александр Владимирович

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания

Редактор Е.С. Мордасова
Компьютерное макетирование М.А. Филатовой

Подписано в печать 26.10.05
Формат 60 × 84 / 16. Бумага офсетная. Печать офсетная
Гарнитура Times New Roman. Объем: 1,39 усл. печ. л.; 1,22 уч.-изд. л.
Тираж 100 экз. С. 724^М

Издательско-полиграфический центр
Тамбовского государственного технического университета,
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14
Министерство образования и науки Российской Федерации

Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
"Тамбовский государственный технический университет"

**РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания к курсовому проекту
«Многоэтажное промышленное здание»
для студентов 4 курса специальности 270301



УДК-624(07)
ББК Ня 73-5
Р24

Рецензент

Доцент кафедры «Городское строительство и автомобильные дороги» Тамбовского государственного
технического университета,
кандидат технических наук

Н.М. Снятков

Составитель

А.В. Худяков

Р24 Расчет конструкций многоэтажного промышленно-
го здания: Метод. указ. / Сост. А.В. Худяков. Тамбов:
Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2005. 24 с.

Даны методические указания и порядок расчета
курсового проекта по дисциплине «Конструкции гражданских и промышленных зданий» для студентов 4 курса специальности 270301.

УДК-624(07)
ББК Ня 73-5

© Тамбовский государственный
технический университет
(ТГТУ), 2005

Введение

Студенты 4 курса дневного отделения специальности 270301 «Архитектура» выполняют курсовой проект «Многоэтажное промышленное здание» по дисциплине «Конструкции гражданских и промышленных зданий». Навыки, полученные при выполнении работы, применяются при дипломном проектировании.

Студенты должны запроектировать основные несущие конструкции многоэтажных промышленных зданий с неполным каркасом – сборную плиту перекрытия, ригель, колонну, фундамент, простенок, статический расчет рамы выполняется с помощью ЭВМ.

В процессе курсового проектирования студенты закрепляют теоретические знания, приучаются самостоятельно работать с нормативной и тематической литературой, совершенствуют навыки выполнения и чтения чертежей строительных конструкций.

СОДЕРЖАНИЕ И ОБЪЕМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Проект состоит из 1 листа чертежей формата А-1 и 25 – 35 страниц расчетно-пояснительной записки, в которой должны быть отражены следующие разделы:

- 1 Введение.
- 2 Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия (пролет ригеля принимается большим из сетки колонн).
- 3 Расчет и конструирование плиты сборного перекрытия по 1-й группе предельных состояний.
- 4 Статический расчет рамы нижнего этажа.
- 5 Расчет ригеля по 1-й группе предельных состояний.
- 6 Расчет колонны.
- 7 Расчет фундамента под колонну.
- 8 Расчет простенка 1-го этажа.

Графическая часть проекта должна содержать чертежи опалубочных размеров, схем армирования сборных ж/б конструкций, арматурных изделий, ведомости стержней, выборку стали и примечания.

Указания к выполнению разделов проекта

1 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Согласно задания студенты рассчитывают три типа плит: ребристую, многопустотную и плиту типа «2Т».

Расчетная схема плиты – балка на 2-х опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. За расчетный пролет принимают расстояние между опорными реакциями плиты перекрытия. Опорная реакция прикладывается по середине площадки опирания. Расчет прочности плит сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Полку плит армируют сварными сетками из обыкновенной проволоки класса Вр-I, продольные ребра напрягаемой арматурой класса А-IV...А-VI. Бетон используется классов В-20...В-45.

Более подробно расчет плит по 1-й группе предельных состояний приведен в [11].

2 Статический расчет многоэтажной многопролетной рамы

Статический расчет рамы необходим для определения действующих усилий в колоннах и ригелях здания.

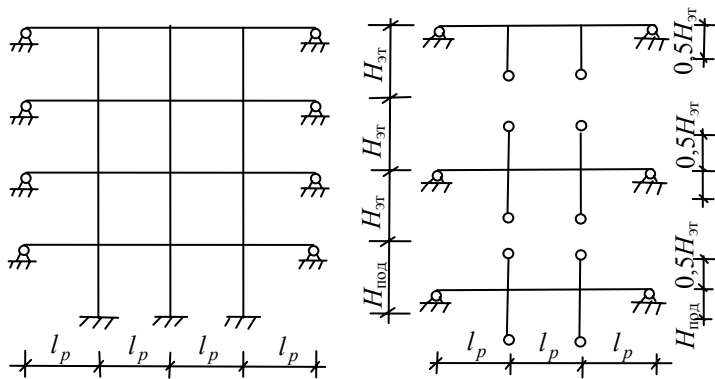


Рис. 1 Схема к расчету многоэтажной рамы

Неполный каркас здания, в котором ригели опираются на несущие наружные стены без заземления, рассчитывается только на вертикальную нагрузку. Расчет многоэтажных многопролетных рам при равных пролетах и высоте этажа сводится к расчету трехэтажных трехпролетных – верхнего, среднего и нижнего – этажей. Членение (разрезы) рамы назначают в колоннах по середине высоты каждого этажа, кроме первого, в соответствии с приближенным расположением нулевых точек эпюры изгибающих моментов.

На ригель рамы может действовать нагрузка 2-х видов: равномерно распределенная от пустотных и сосредоточенная от ребристых и типа «2-Т» плит. При опирании в более 4-х точек сосредоточенная нагрузка заменяется равномерно распределенной. Схемы загрузки вертикальной постоянной и временной нагрузками приведены на рис. 2.

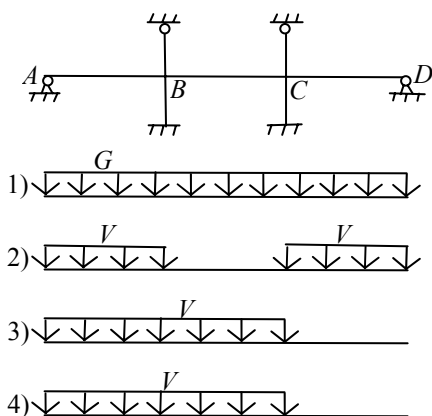


Рис. 2 Расчетная схема и варианты загрузки вертикальными нагрузками рамы нижнего этажа (подвала)

В литературе [10] приведена программа статического расчета рамы на ЭВМ. Для этого необходимо провести сбор постоянных G и временных V нагрузок на ригель и колонну, задаться размерами поперечного сечения элементов. Для упрощения выполнения расчетов рекомендуется принимать типовые размеры ригеля в соответствии с пролетом.

Площадь поперечного сечения колонны определяется по формуле

$$A_{\text{кол}} = \frac{N}{\gamma_{B_2} R_B + \mu R_{sc}}, \quad (1)$$

где $N = N_{\text{пост}} + N_{\text{вр}}$ – полная нагрузка на колонну без учета собственного веса (нагрузку от веса кровли можно применять $q_{\text{кр}} = 5 \text{ кН/м}^2$), где γ_{B_2} – коэффициент условий работы бетона; R_B – расчетное сопротивление бетона колонны (В-15...В-25); $\mu = 0,025 \dots 0,03$ – коэффициент армирования колонны; R_{sc} – расчетное сопротивление сжатию продольной арматуры (А-II, А-III).

По найденной площади $A_{\text{кол}}$ подбирают с небольшим запасом размеры поперечного сечения колонны и определяют нагрузку с учетом ее веса

$$N_{\max}^{1+4} = N + G_{\text{кол}},$$

где собственный вес колонны

$$G_{\text{кол}} = \gamma_t \gamma_n \gamma_{ж/б} h b (n H_{\text{эт}} + H_{\text{под}}),$$

где $\gamma_t = 1,1$ – коэффициент надежности; $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент, зависящий от степени ответственности здания; $\gamma_{ж/б} = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес железобетона; h и b – размеры поперечного сечения колонны; n – число этажей; $H_{\text{эт}}$ и $H_{\text{под}}$ – высота этажа и подвала здания.

Далее определяют вспомогательные коэффициенты:

$$K_1 = \frac{E_{\text{эт}} i_{\text{кол}}}{E_p i_p},$$

$$K_2 = \frac{E_{\text{под}} i_{\text{под}}}{E_p i_p},$$

$$K_3 = \frac{i_{\text{эт}}}{i_{\text{эт}} + i_{\text{под}}},$$

$$K_4 = \frac{i_{\text{под}}}{i_{\text{эт}} + i_p},$$

где $E_{\text{кол}}$, $E_{\text{под}}$, E_p – модуль упругости бетона соответственно колонн этажа, подвала, ригеля.

$$i_{\text{кол}} = \frac{2I_{\text{кол}}}{H_{\text{эт}}}, \quad i_{\text{под}} = \frac{I_{\text{под}}}{H_{\text{под}}}, \quad i_p = \frac{I_p}{l_p}, \quad I_{\text{кол}} = I_{\text{под}},$$

где I_p – соответственно погонные жесткости и моменты инерции элементов каркаса. В перечень данных, вводимых в ЭВМ, входят следующие данные: коэффициенты: K_1 ; K_2 ; K_3 ; K_4 ; высота этажа $H_{\text{эт}}$ и высота подвала $H_{\text{под}}$ (м); длина ригеля (м); постоянная и временная нагрузки на ригель G и V (кН/м).

В распечатке будут получены значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в характерных сечениях элементов рамы – ригелях и колоннах.

3 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КРАЙНЕГО РИГЕЛЯ

Ригель и колонна являются элементами рамной конструкции, поэтому их расчет и проектирование следует производить по данным статического расчета рамы.

По форме поперечного сечения ригели разделяют на тавровые и прямоугольные. В данном проекте рекомендуется принимать ригель таврового поперечного сечения с полкой внизу.

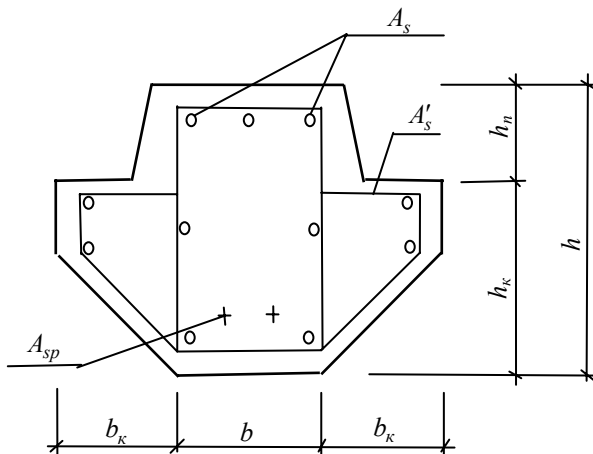


Рис. 3 Поперечное сечение ригеля

Расчет ригеля следует начинать с определения прочностных характеристик арматуры и бетона. Ригель следует проектировать предварительно напряженным с рабочей арматурой А-IV...А-VI. Для восприятия опорного отрицательного момента устанавливается арматура класса А-III. Армирование консольных свесов производят проволокой Вр-I Ø 3...5. Поперечная арматура А-III.

3.1 РАСЧЕТ РИГЕЛЯ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ

К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ

А. Определение площади сечения нижней рабочей предварительной напряженной арматуры.

Расчетное сечение ригеля условно рассматривается как прямоугольное размером $b \times h$.

Для этого по формуле 163 [2] определяется вспомогательный коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{B_2} R_B b h_0^2},$$

где $M = M_{BA(\max)}$ – максимальный изгибающий момент, взятый из статического расчета рамы; $\gamma_{B_2} = 0,9$ – коэффициент условий работы бетона, R_B – расчетное сопротивление бетона сжатию; $h_0 = h - a$ – рабочая высота сечения; a – защитный слой бетона.

По приложению 21 [2] в зависимости от α_m определяются значения ξ и ζ , и проверяется условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона (прил. 17 [2]). При невыполнении этого условия необходимо увеличить класс бетона ригеля, увеличить размеры поперечного сечения ригеля или в сжатой зоне дополнительно поставить арматуру.

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_{sp}^{TP} = \frac{M}{R_{sp} \zeta h_0 \gamma_{s6}},$$

где R_{sp} – расчетное сопротивление арматуры растяжению (для А-IV...А-VI); коэффициент условий работы арматуры

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta,$$

где η – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов: А-IV-1,2; А-V-1,15; А-VI-1,1. При $\gamma_{s6} > \eta$ его значение принимается равным η .

По требуемой площади A_{sp}^{TP} подбирается число и диаметр рабочей арматуры $A_{sp}^{табл}$.

Б. Определение площади сечения верхней рабочей ненапрягаемой арматуры.

Из статического расчета рамы берется максимальный опорный момент M_{BA} . Расчетный изгибающий момент, действующий по грани колонны

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

где $Q_{(BA)}$ – значение поперечной силы крайнего ригеля (из распечатки); G и V – постоянная и временная нагрузки на ригель; h_k – высота поперечного сечения колонны.

По найденному расчетному моменту определяется площадь арматуры. Определяется $\alpha_{ш} = \frac{M_p}{\gamma_{B_2} R_B b h_0}$

и соответствующие ξ и ζ по приложению 21 [2].

Проверяется условие $\xi < \xi_R$, где ξ_R – для арматуры А-III и класса бетона по заданию

$$A_s^{TP} = \frac{M_p}{R_s h_0 \xi}.$$

По найденному значению подбирается число и диаметр стержней опорной арматуры.

В. Расчет консольных свесов ригеля.

Расчетная схема – жестко защемленная балка, нагруженная сосредоточенной силой.

Момент, действующий по грани ригеля

$$M^k = Ql,$$

где Q – опорная реакция плиты перекрытия; l – расстояние от грани ригеля до опорной реакции (середины площадки опирания плиты).

Расчет ведется аналогично предыдущим, т.е.

$$\alpha_{ш} = \frac{M^k}{\gamma_{B_2} R_B b h_0^2} \Rightarrow \quad \xi \text{ и } \zeta;$$

где ширина b принимается равной плиты «2Т» $b = 1,5$ м)

$$h_0 = h_k - a.$$

По A_s^{TP} подбирается число и диаметр принятая арматура должна

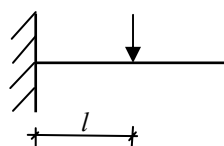


Рис. 4 Расчетная схема консольных свесов

ширине плиты перекрытия $b_{пл}$ (для

стержней. Следует учитывать, что устанавливается на расстоянии $b = b_{пл}$,

и расстояние между стержнями не должно превышать 200 мм.

3.2 РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ РИГЕЛЯ

А. Расчет на действие поперечной силы по наклонной трещине.

Из статического расчета берется максимальное значение поперечной силы $Q_{\max} = Q_{B1}$ и проверяется необходимость постановки поперечной арматуры.

Для этого определяется минимальное значение поперечной силы воспринимаемой бетоном

$$Q_{B_{\min}} = 0,6(1 + \varphi_n) \gamma_{B2} R_{Bt} b h_0 ,$$

где φ_n – учитывает влияние предварительного напряжения арматуры и определяется по формуле

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{\gamma_{B2} R_{Bt} b h_0} \leq 0,5 ,$$

где R_{Bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению; P_2 – усилие предварительного обжатия, $P_2 = A_{sp}^{\text{табл}} (\sigma_{sp} - 100)$.

Предварительные напряжения в арматуре при электротермическом способе натяжения арматуры принимаются в пределах

$$0,3 R_{s,ser} + p \leq \sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p ,$$

где $p = 30 + \frac{360}{l}$ – допустимое отклонение значения предварительного напряжения (МПа); l – длина натягиваемого стержня (м). Можно принять длину ригеля в осях; $R_{s,ser}$ – нормативное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению (МПа).

При выполнении условия $Q_{B_{\min}} > Q_{\max}$ поперечная арматура устанавливается по конструктивным соображениям. При невыполнении – необходимо еще проверить два условия, при выполнении которых поперечная арматура также устанавливается без расчета.

а) $Q_{\max} \leq 2,5 \gamma_{B2} R_{Bt} b h_0 (1 + \varphi_n)$,

б) $Q \leq Q_{B1}$,

где $Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c$ – поперечная сила в конце проекции наклонного сечения, при этом длина проекции наклонного сечения $c \approx 2,5 h_0$; $q_1 = G + \frac{V}{2}$.

$Q_{B1} = \frac{M_B}{c}$ – предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном ($Q_{B1} \geq Q_{B_{\min}}$).

$$M_B = \varphi_{B4} (1 + \varphi_n) \gamma_{B2} R_{Bt} b h_0^2 ,$$

где $\varphi_{B4} = 1,5$ – для тяжелого бетона.

При невыполнении хотя бы одного из условий а) или б) поперечная арматура ставится по расчету.

Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по наклонной трещине производится из условия

в) $Q \leq Q_B + Q_{sw}$.

Поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 ,$$

где интенсивность поперечного армирования на единицу длины ригеля

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} , \geq \frac{Q_{B_{\min}}}{2 h_0} ;$$

где R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры (МПа); s – шаг поперечных стержней на опорных участках $l/4$ принимается не более $1/3$ высоты сечения ригеля; A_{sw} – площадь поперечных стержней арматуры на единицу длины. Диаметр поперечных стержней принимается равным $1/4$ диаметра верхних опорных стержней с учетом существующего сортамента арматуры.

Длина проекции наклонной трещины принимается равной $c_0 = \sqrt{\frac{M_B}{g_{sw}}}$, но не более c и не более $2 h_0$.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном $Q_B = \frac{M_B}{c}$, где значение c при пустотных плитах перекрытия принимается равным $\sqrt{\frac{M_B}{q_1}}$, а если $q_1 > 0,56g_{sw}$, то $c = \sqrt{\frac{M_B}{q_1 + g_{sw}}}$. При ребристых плитах и плитах «2Т» значение c принимается равным расстоянию от опоры до точки приложения сосредоточенной силы (продольного ребра плиты перекрытия).

Если условие прочности в) не выполняется, то увеличивается диаметр или уменьшается шаг поперечных стержней до его выполнения.

Б. Расчет на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе.

Для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе должно выполняться условие

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{B1}R_B\gamma_{B2}bh_0,$$

где Q – поперечная сила, принимаемая на расстоянии от опоры не менее h_0 ; φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs};$$

$$\varphi_{B1} = 1 - 0,01R_B, \quad R_B - b \text{ МПа.}$$

3.3 РАСЧЕТ ОБРЫВА ОПОРНОЙ АРМАТУРЫ

Опорная арматура А-III, необходимая для восприятия растягивающих усилий в верхней зоне сечения ригеля у опоры В (на колонне), обрывается в пролете.

При сочетании нагрузок (1+2) обрывают половину стержней опорной арматуры. Предельный изгибающий момент, воспринимаемый оставшейся верхней арматурой $A_s^{\text{табл}'}$.

$$M_n = R_s A_s^{\text{табл}'} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right),$$

где высота сжатой зоны $x = \frac{R_s A_s^{\text{табл}'}}{\gamma_{B2} R_B b}$.

Статический момент в верхней зоне ригеля

$$M_{\text{ст}} = -M_{(BA)}^{1+2} + Q_{BA}^{1+2} y - (G + V) \frac{y^2}{2}.$$

Приравняв моменты $M_{\text{ст}} = M_n$, получим уравнение $-M_{BA}^{(1+2)} + Q_{BA}^{(1+2)} y - (G + V) \frac{y^2}{2} = -M_n$. Решая его относительно неизвестного y , находят точку теоретического обрыва верхних стержней. За эту точку по конструктивным соображениям обрываемые стержни необходимо продлить на величину $w = \frac{Q'}{2g_{sw}} + 5d \geq 20d$, где $Q' = -Q_{(BA)}^{1+2} + (G + V)y$ – значение поперечной силы в точке теоретического обрыва; d – диаметр обрываемых стержней.

При сочетании (1+3) обрывают оставшуюся опорную арматуру.

В верхней зоне устанавливают монтажную арматуру (2Ø10...14 А-III) и расчет производят аналогично предыдущему

$$M_n = R_s A_s^{\text{МОН}} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right),$$

$$x = \frac{R_s A_s^{\text{МОН}}}{\gamma_{B2} R_B b},$$

$$M_{\text{ст}} = -M_{(BA)}^{1+3} + Q_{(BA)}^{1+3} y - G \frac{y^2}{2}.$$

Приравняв два момента, находят точку теоретического обрыва для оставшейся арматуры, которую также нужно завести на величину $W = \frac{Q'}{2g_{sw}} + 5d \geq 20d$, где $Q' = -Q_{(B+A)}^{1+3} + Gy$.

Следует обратить внимание на то, в какую зону поперечного армирования ригеля попадают точки теоретического обрыва, так как в средней зоне шаг поперечных стержней назначают $s_2 = \frac{3}{4}h \leq 500$ мм и интенсивность поперечного армирования g_{sw} будет другой, чем в приопорной зоне $l_{риг}/4$.

4 РАСЧЕТ КОЛОННЫ ПОДВАЛА

В курсовом проекте рассчитывается наиболее нагруженная колонна подвала.

В исходных данных для проектирования необходимо указать прочностные характеристики бетона (В-15...В-25) и арматуры (А-П, А-III), размеры поперечного сечения колонны $b \times h$.

Расчетная длина колонны равна высоте подвала $l_0 = H_{под}$. При расчете прочности учитывается случайный эксцентриситет, принимаемый не менее:

$$e_{a1} = 1 \text{ см}; e_{a2} = \frac{l_0}{600}; e_{a3} = \frac{h}{30}.$$

Расчет колонны производится в 4-х сечениях.

А. Нижнее сечение колонны. Расчет из плоскости рамы.

Действующие усилия $N = N_{max}^{1+4}; M = 0$.

Площадь продольной арматуры

$$A_s + A'_s = \frac{N - \varphi \gamma_{B2} R_B b h}{\varphi \cdot R_{sc}},$$

где $\varphi = \varphi_B + 2(\varphi_{sB} - \varphi_B)\alpha_s \leq \varphi_{sB}$,

$$\alpha_s = \mu \frac{R_s}{\gamma_{B2} R_B},$$

коэффициенты φ_B и φ_{sB} находят по табл. 5.1 [5] в зависимости от $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{Ne}{N}$, где длительно действующая нагрузка на колонну $N_l = N - \frac{1}{2}N_V$ (принимаем 50 % временной нагрузки как длительно действующую).

$$N_V = \gamma_f \gamma_n \nu AB n,$$

где A и B – сетка колонн, ν – временная нагрузка по заданию, все остальные обозначения приведены в п. 2.

Расчет в плоскости рамы.

Б. Нижнее сечение.

Действующие усилия:

$$M = M_{крн}^{(1+2)} - \text{из распечатки.}$$

$$N = N^{1+2} = N_{max}^{1+4} - \frac{1}{2}\gamma + \gamma_n \nu AB.$$

Требуемое количество симметричной арматуры определяют в зависимости от относительной величины продольной силы $\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{B2} R_B b h_0}$,

а) при $\alpha_n \leq \xi_R$ (ξ_R – по прил.17 [2])

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{B2} R_B b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta};$$

б) при $\alpha_n > \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{B2} R_B b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi / 2)}{1 - \delta},$$

где $\alpha_m = \frac{Ne}{\gamma_{B2} R_B b h_0^2}$; $\delta = \frac{a'}{h_0}$.

Защитный слой бетона $a = a' = 3$ см.

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}.$$

Расчетный эксцентриситет $e_0 = \frac{M}{N} \geq e_a$.

При $e_0 < e_a$ – расчет колонны можно не проводить

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}.$$

Значение $\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}$.

В. Верхнее сечение колонны.

Расчет проводится аналогично случаю Б с учетом своих действующих усилий:

$M = M_{крв}^{(1+2)}$ – из распечатки,

$$N = N^{1+2} - G_n^{кол},$$

где вес колонны подвала $G_n^{кол} = H_{под} h b \gamma_{ж/б} \gamma_n \gamma_f$.

Г. Сечение, расположенное ниже верхнего на $H_{под}/3$.

При $l_0/h > 4$ необходимо учитывать влияние прогиба на величину эксцентриситета путем умножения e_0 на коэффициент η , определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}},$$

где условная циклическая сила

$$N_{cr} = 0,15 \frac{E_B b h}{(l_0/h)^2}.$$

Расчет также проводится аналогично случаю Б с подстановкой своих усилий

$$M = M_{крн}, \quad N = N^{1+2} - \frac{2}{3} G_n^{кол}, \quad \text{и} \quad e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2}.$$

По максимальной площади арматуры производится продольное армирование колонны. Минимальный диаметр стержней $\varnothing 16$ мм. Расстояние между рабочими стержнями в плоскости изгиба не должно превышать 500 мм, а из плоскости – 400 мм.

Поперечная арматура ставится конструктивно в шагом не более $20D$ и не более 500 мм. Диаметр поперечных стержней $d \geq \frac{1}{4} D$ (D – диаметр продольных стержней).

4.1 Расчет консоли колонны

Нагрузка на консоль от ригеля $Q = Q_{BA}^{1+2}$. Требуемая длина опирания ригеля на консоль колонны

$$l_1 = \frac{Q}{\gamma_{B2} R_B b_k} \geq b_p,$$

где R_B – расчетное сопротивление бетона колонны сжатию; b_k – ширина колонны; b_p – ширина ригеля.

Вылет консоли $l_2 = l_1 + 5$ (см) назначается кратным 5 см.

Рабочая высота сечения консоли

$$h_0 \geq \sqrt{\frac{Qd}{1,2\gamma_{B2} R_{Bt} b_k}},$$

где $h = a + h_0$ – принимается кратно 5 или 10 см (a – защитный слой бетона); $d = 0,5l_1 + 5$ – расстояние от опорной реакции ригеля до грани колонны.

Высота свободного края консоли

$$h = h - l_2 \text{tg} 45^\circ \geq h/3.$$

Изгибающий момент по грани колонны

$$M = 1,25Q(l_2 - l_1/2).$$

Требуемая площадь арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{M}{R_s(h_0 - a)}$$

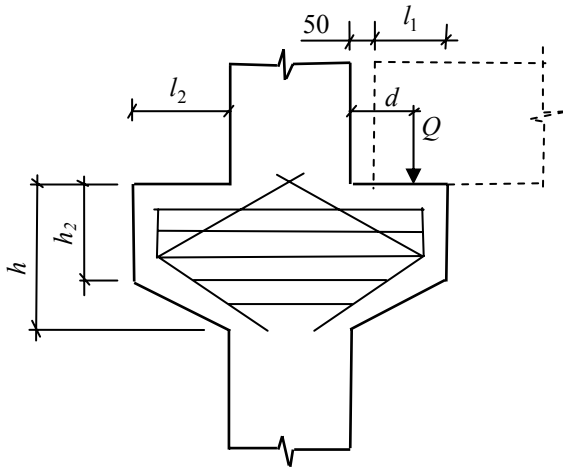


Рис. 5 К расчету консоли колонны

По требуемой площади принимается не менее 2-х стержней арматуры.

Поперечную арматуру консолей принимают при $h \leq 2,5d$ в виде наклонных хомутов по всей высоте консоли, при $h > 2,5d$ в виде отогнутых стержней и горизонтальных хомутов также по всей высоте консоли, а при $h > 3,5d$ – в виде горизонтальных хомутов без отогнутых стержней. Шаг хомутов во всех случаях должен быть не более $h/4$ и не более 150 мм. Диаметр – не менее диаметра поперечных стержней самой колонны.

Площадь сечения отогнутых стержней $A_{si} \geq 0,002bh_0$.

5 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

Определение размеров подошвы фундамента

Фундамент под колонну проектируют монолитным из бетона В-15...В-25. Высота фундамента определяется глубиной заземления колонны

$$H_1 = (1 \dots 1,5) h_k + 25 \text{ см,}$$

$$H_2 = 25D + 25 \text{ см,}$$

где h_k – высота поперечного сечения колонны; D – диаметр арматуры колонны.

Окончательно высота фундамента H_ϕ принимается кратной 150 мм.

Площадь подошвы фундамента

$$A_\phi = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma H_\phi},$$

где $N_{ser} = N_{max}^{1+4} / \gamma_{ш}$; $\gamma_{ш} = 1,15$ – осредненный коэффициент надежности по нагрузке; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес фундамента и грунта на его уступах; R_0 – расчетное сопротивление грунта; $H_\phi = H_3 + 0,15$ (м) – глубина заложения фундамента.

Сторона квадратного фундамента

$$l = \sqrt{A_\phi}.$$

Все горизонтальные размеры принимаются кратными 300 мм.

При $H_\phi \leq 450$ мм фундамент проектируют одноступенчатым, $H_\phi \leq 900$ мм – 2-х ступенчатым, $H_\phi > 900$ мм – 3-х ступенчатым.

Рабочая высота фундамента из условия продавливания

$$h_0 \geq -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_{\max}^{1+4}}{\gamma_{B_2} R_{Bt} + p}},$$

где $p = \frac{N_{\max}^{1+4}}{a^2}$ – давление под подошвой; h_k и b_k – размеры поперечного сечения колонны; $\gamma_{B_2} = 1,1$ – так как фундамент находится во влажном грунте.

При 2-м сочетании нагрузок из расчета рамы определяются усилия, действующие в уровне подошвы фундамента:

$$N = N^{1+2} + l^2 H_3 \gamma;$$

$$M = M_{\text{крн}}^{1+2} + Q_{\text{кр}} H_{\Phi};$$

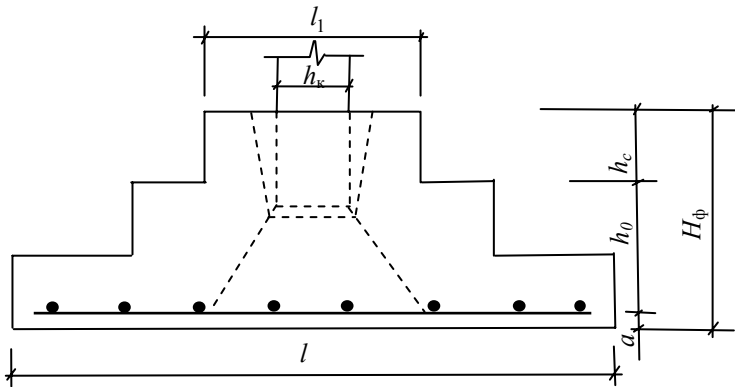


Рис. 6 К расчету фундамента на придавливание

Если расчетный эксцентриситет e_0 меньше случайного e_a , то фундамент рассчитывается как центрально нагруженный

$$e_0 = \frac{M}{N} < e_a = \frac{l}{30}.$$

Минимальная ширина подколонника (верхней ступени)

$$l_1 = h_k + (0,75h_c + 0,075),$$

где h_c – высота верхней ступени фундамента.

Толщину нижней ступени проверяют исходя из прочности наклонных сечений.

Для единицы ширины этого сечения ($b = 100$ м) действующая поперечная сила

$$Q = 0,5(l - h_k - 2h_0)p.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_B = 0,6\gamma_{B_2} R_{Bt} b h_0.$$

Условие прочности

$$Q_B \geq Q.$$

При невыполнении этого условия необходимо увеличить класс бетона, высоту ступеней.

Определение площади сечения арматуры фундамента

Армируется фундаментная плита арматурой классов А-II, А-III. Минимальный диаметр рабочих стержней – 10 мм, максимальный шаг – 200 мм.

Для определения площади сечения арматуры определяют в характерных сечениях фундамента (уступах) значение изгибающих моментов, возникающих от реактивного давления грунта:

$$M_i = 0,5 p l c_i^2,$$

где c_i – вылет консоли плиты (расстояние от края фундамента до рассматриваемого сечения).

Требуемая площадь арматуры

$$A_{si}^{\text{тп}} = \frac{M_i}{0,9 h_{0i} R_s},$$

где h_{0i} – рабочая высота сечения в расчетном сечении.

По максимальному значению A_s производят армирование плиты. При стороне фундамента l больше 3 м рекомендуется в целях экономии арматуры половину стержней (через один) не доводить до конца с двух сторон на 0,1 длины.

6 РАСЧЕТ НЕСУЩЕГО ПРОСТЕНКА ПЕРВОГО ЭТАЖА

Для расчета простенка задаются видом кирпичной кладки, толщиной стены $h_{ст}$, размерами оконных проемов $B_0 \times H_0$, сечением простенка $h_{ст} b_{ст}$.

Давление в каменной кладке распределяется под углом 45° . Пирамида продавливания от опоры ригеля не должна пересекать оконных перемычек.

Полная нагрузка, действующая на простенок

$$N_{пр} = N_{кр} + N_{пер} + N_{ст},$$

где $N_{кр} = 0,5g_{кр}AB$ – вес кровли ($A \times B$ – сетка колонн); $N_{пер} = (n-1)N_1$ – нагрузка от перекрытий (N_1 – нагрузки от 1-го перекрытия берется из распечатки); $N_{ст} = [(B_0 + b_{ст})(H_{эт}(n-1) + h_{пар}) - B_0H_0(n-1)] \gamma_k \gamma_f \gamma_n$ – нагрузка от веса стены, ($\gamma_k = 18 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес кирпичной кладки, $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности, $h_{пар}$ – высота парапета).

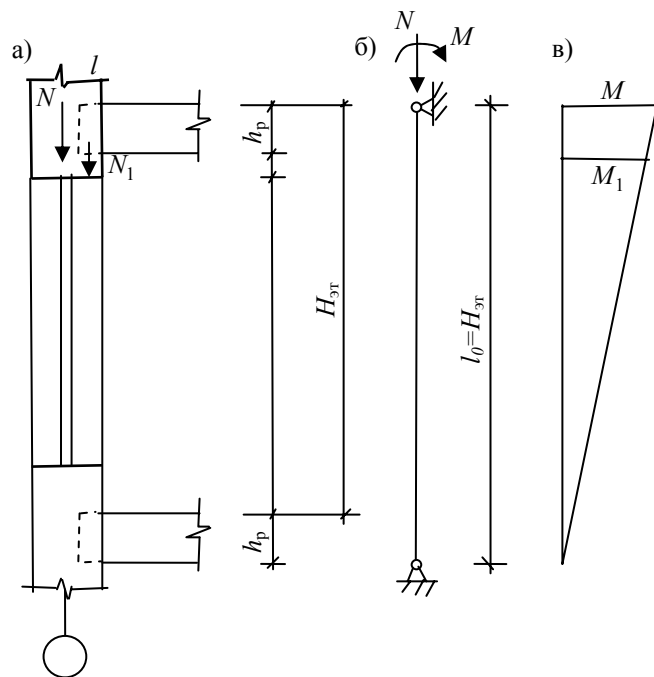


Рис. 7 К расчету несущего простенка стены:
а и б – конструктивная и расчетная схемы; в – эпюра моментов

Расчетная длина простенка $l_0 = H_{эт}$. Упругая характеристика кладки α при марке раствора не ниже М10 принимается по табл. 12 [9].

Нагрузка от перекрытия 2-го этажа N_1 прикладывается от внутренней поверхности стены, на расстоянии равном $a_p/3 \leq 7$ (см), где a_p – глубина заделки ригеля в стену.

Изгибающий момент от внецентренного приложения нагрузки в уровне перекрытия

$$M = N_1(h_{ст}/2 - 0,07).$$

Момент, действующий в верхнем сечении простенка M_1 , находится из подобия треугольников по эпюре M .

Эксцентриситет приложения продольной силы

$$e_0 = M_1 / N_{пр}.$$

Прочность кладки при внецентренном сжатии

$$R \geq \frac{N_{\text{пр}}}{m_g \varphi_1 h_{\text{ст}} b_{\text{ст}} \omega},$$

где $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$, φ – коэффициент продольного изгиба для всего сечения простенка; φ_c – то же для сжатой части простенка.

Оба эти коэффициента определяются по табл.13.3 [9] в зависимости от упругой характеристики α и гибкости простенка:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_{\text{ст}}}; \lambda_{h_c} = \frac{l}{h_c}; h_c = h_{\text{ст}} - 2e_0;$$

$$m_g = 1 \text{ при } h_{\text{ст}} \geq 30 \text{ см};$$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h_{\text{ст}}} \leq 1,45.$$

По полученному R определяют марку кирпича и марку раствора (табл.13.1 [9]). Применение сетчатого армирования по высоте простенка позволяет увеличить сопротивление кладки приблизительно в два раза и тем самым уменьшить марку кирпича и раствора.

Список литературы

- 1 Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
- 2 Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. М.: Высш. школа, 1987. 384 с.
- 3 Леденев В.В. Проектирование железобетонных и каменных конструкций промышленных зданий: Учеб. пособие. М.: МИХМ, 1988. 88 с.
- 4 Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие / Под ред. А.Б. Голышева. Киев: Будівельник, 1990. 544 с.
- 5 Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: М.: Высш. школа, 1989. 400 с.
- 6 СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции «ГУП НИИЖБ» Госстроя России.
- 7 СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. М., 1995.
- 8 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М.: ГУП ЦПП, 2003. 44 с.
- 9 Строительные конструкции. Т. 1 / Под ред. Т.Н. Цая. М.: Стройиздат, 1984.
- 10 Струлев В.М., Однолько В.Г. Статический расчет рамы многоэтажного производственного здания на ЭВМ: Метод. указ. Тамбов: ТИХМ, 1991. 16 с.
- 11 Худяков А.В. Расчет междуэтажных плит перекрытия. Электронно-методические указания. ТГТУ, 2005. 726 кБ.

