

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

Расчет и конструирование сборной железобетонной колонны одноэтажного промышленного здания по ТКП EN 1992-1-1-2009*

Учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта №2 по дисциплине “Железобетонные и каменные конструкции” для студентов специальности 1-70 02 01 – “Промышленное и гражданское строительство”

Учебное электронное издание

Минск 2017

Авторы:

Н.А. Рак, А.Е. Шилов, А.А. Хотько

Рецензенты:

А.М. Суценыя, главный инженер УП «Белпромпроект»,
А.И. Згировский, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» БНТУ, канд. техн. наук

Учебно-методическое пособие содержит пример расчета и конструирования сборной железобетонной колонны одноэтажного промышленного здания, в соответствии с программой дисциплины для курсового проекта №2. Приведены конструктивные особенности колонн, общие положения по подготовке исходных данных для расчета колонн, рекомендации по учету эффектов второго порядка и определению требуемой площади рабочей арматуры. Пример расчета выполнен в соответствии с требованиями норм проектирования ТКП EN 1992-1-1-2009*. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 – “Промышленное и гражданское строительство”, а так же может быть использовано при курсовом проектировании студентов других специальностей

УДК 624.012.35

Регистрационный № БНТУ/СФ69-35.2017

ISBN

© БНТУ, 2017 © Н.А. Рак, А.Е. Шилов 2017 © А.А. Хотько 2017

СОДЕРЖАНИЕ

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ КОЛОНН	4
2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПОДГОТОВКЕ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ РАСЧЕТА КОЛОНН ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ (ОПЗ)	7
3. РАСЧЕТ ЭФФЕКТОВ ВТОРОГО ПОРЯДКА.....	10
4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТРЕБУЕМОЙ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ	20
<i>4.1. Определение (A_s) с использованием формул</i>	<i>20</i>
<i>4.2. Определение (A_s) с использованием графиков</i>	<i>27</i>
5. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ КРАЙНЕЙ КОЛОННЫ ОПЗ	30
5.1. Расчет и конструирование надкрановой	32
части колонны	32
5.2. Расчет и конструирование подкрановой	42
части колонны	42
5.3 Расчет и конструирование консоли колонны	52
ЛИТЕРАТУРА	68
ПРИЛОЖЕНИЯ	70

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ КОЛОНН

В строительстве преимущественно применяют колонны сплошного квадратного и прямоугольного сечения, развитого в плоскости действия большего изгибающего момента, а также двухветвевые с ветвями прямоугольного сечения. Последние рекомендуется использовать при значительных нагрузках и высоте более 14 м.

Размеры колонн по высоте выше отметки чистого пола определяются технологическими требованиями к проектируемому зданию с учетом размещения в необходимых случаях кранового оборудования и принимаются кратными 0,6 м от уровня чистого пола, принимаемого в проектах условно $+0.000$.

Размеры колонн по высоте ниже отметки чистого пола определяются расстоянием от чистого пола до верха фундамента и условиями заделки колонн в фундамент. При отсутствии специальных технологических требований расстояние от чистого пола до верха фундамента принимается равным 0,15 м (из условия окончания работ нулевого цикла до начала монтажа колонн).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям.

В целях унификации сечения колонн под разные нагрузки в пределах одного здания рекомендуется принимать одинаковыми, регулируя несущую способность за счет изменения армирования в допустимых пределах и повышая класс бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицированных колонн.

Размеры сечения колонн принимают не менее 300х300 мм. Ориентируясь на ограничения, установленные практикой проектирования, в примере расчета, приведенного ниже (см. п. 5) приняты следующие размеры сечения:

А) Для колонны крайнего ряда:

- Надкрановой части: $h \times b = 380 \times 400$ мм;

- Подкрановой части: $h \times b = 600 \times 400$ мм.

Б) Для колонны среднего ряда:

- Надкрановой части: $h \times b = 600 \times 400$ мм;

- Подкрановой части: $h \times b = 800 \times 400$ мм.

Бетон для колонн рекомендуется принимать в зависимости от условий эксплуатации здания, но не ниже С20/25. Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 16 мм и хомутами из стали класса S500.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования [6, пп. 9.5(2) и 9.5(3)]:

1) Общее количество продольной арматуры должно быть не менее $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}}, \\ 0,002 A_c, \end{cases}$$

где N_{Ed} – расчетное усилие,

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

2) площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,max} = 0,04 A_c$, за исключением сечений соединений внахлестку, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до $0,08 A_c$;

3) в колоннах прямоугольного сечения не менее одного

стержня должно быть расположено в каждом углу;

4) диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

5) поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

6) расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше $S_{cl,tmax}$:

$$S_{cl,tmax} \leq \begin{cases} 20\varnothing \text{ меньшего продольного стержня,} \\ \min(b, h) - \text{меньший размер сечения колонны,} \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

Максимальное расстояние между стержнями может быть уменьшено до $0,6S_{cl,tmax}$ в следующих случаях:

а) в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже балки.

б) в сечениях вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. По длине нахлестки требуется располагать не менее трех хомутов.

Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплен (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПОДГОТОВКЕ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ РАСЧЕТА КОЛОНН ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ (ОПЗ)

Каркас одноэтажного промышленного здания представляет собой пространственную систему, которая условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки.

Поперечная рама каркаса одноэтажного промышленного здания является основным элементом каркаса и состоит из стоек (колонн), заземленных в фундаментах и стропильных конструкций (ригелей) соединенных со стойками (в подавляющем большинстве случаев) шарнирно. Ригели при статическом расчете рамы принимаются абсолютно жестким.

Перед выполнением расчета колонн ОПЗ в первую очередь решаются следующие основные вопросы:

- 1) Компоновка поперечной рамы цеха (ПРЦ) ;
 - 2) Определение действующих нагрузок на ПРЦ;
 - 3) Выполнение статического расчета ПРЦ и определение усилий
- При компоновке поперечной рамы определяют:
 - размеры колонн по высоте;
 - типы колонн и размеры сечений их элементов;
 - привязку колонн к разбивочным осям здания;
 - расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями;
 - компоновку покрытия;

- принципиальную схему вертикальных ограждающих конструкций;
- На здание могут действовать одновременно несколько нагрузок, возможно, несколько их сочетаний с учетом отсутствия некоторых из них или возможного изменения схем их приложения. Поэтому поперечную раму рассчитывают на каждую из нагрузок отдельно, а затем составляют наиболее невыгодные комбинации нагрузок по определенным правилам.

В общем случае на ПРЦ ОПЗ возможно действие следующих нагрузок:

А) Постоянных (G):

- От веса покрытия;
- Собственный вес конструкций;
- От стенового ограждения.

Б) Переменных (Q):

- От крановых воздействий;
- От давления ветра;
- От веса снегового покрова.

Сбор нагрузок выполняется по действующим в настоящий момент на территории Республики Беларусь ТКП EN 1991 (Еврокод 1) [2,3,4,5].

- Поперечные рамы ОПЗ являются статически неопределимыми системами и рассчитываются, как правило, с использованием ЭВМ. Допускается использование инженерных расчетов, основанных на методе сил и перемещений.

Цель статического расчета – определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы.

В общем случае проверку прочности (подбор арматуры) необходимо выполнять для всех сочетаний нагрузок, что при расчете на ЭВМ не вызывает затруднений. Практикой проектирования установлено, что при подборе арматуры максимально необходимое армирование может быть вычислено рассмотрением для каждого сечения (надкранового и подкрановой частей) колонны только трех сочетаний, включающих следующие наиболее невыгодные комбинации M и N:

- 1) N_{max} и $M_{соотв}$.
- 2) N_{min} и $M_{соотв}$.
- 3) M_{max} и $N_{соотв}$.

3. РАСЧЕТ ЭФФЕКТОВ ВТОРОГО ПОРЯДКА

Согласно п. 5.8 ТКП EN 1992-1-1-2009* [6] под эффектами второго порядка понимают дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Под эффектами первого порядка понимают эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Согласно [6, п. 6.1(4)] для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений начальный эксцентриситет следует определять следующим образом:

$$e_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \\ \frac{h}{30} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right.$$

Значения моментов первого порядка у концов надкрановой и подкрановой частей колонны M_{01} и M_{02} определяются как произведение продольной силы и начального расчетного эксцентриситета, причем $|M_{02}| \geq |M_{01}|$:

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_{01}.$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot \varrho_{02}.$$

Эффекты второго порядка могут не учитываться, если согласно [6, п 5.8.2(6)] они составляют менее 10% от соответствующих эффектов первого порядка а так же, если для гибкости выполняется условие [6, п. 5.8.3.1]:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < \lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}},$$

где $A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (допускается принимать $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (допускается принимать $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (допускается принимать $C = 0,7$);

$\varphi_{ef} = \frac{\Phi(\infty, t_0) M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$ – эффективный коэффициент ползучести,

где:

$\Phi(\infty, t_0)$ – предельная характеристика ползучести;

M_{0Eqp} – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок;

M_{0Ed} – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при расчетном сочетании нагрузок.

$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – механический коэффициент армирования.

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – относительное продольное усилие;

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$ – отношение моментов с учетом эффектов первого

порядка.

Согласно [6], выбор формулы для определения расчетной длины зависит от того, раскреплен элемент или нет.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле [6, п. 5.8.3.2(3)]:

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}.$$

Для нераскрепленных:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\},$$

где l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;

k_1, k_2 – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для k_1 и k_2 принять равным 0,1. При полном отсутствии закрепления от поворота $k = \infty$.

Вышеприведенные рекомендации [6] для определения расчетных длин частей ступенчатой колонны ОПЗ с мостовыми кранами представляют определенную сложность и требуют дальнейшей детальной проработки. Поэтому на данном этапе расчета в настоящий момент представляется целесообразным воспользоваться рекомендациями табл. П.8 [табл. 7.4 СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования”] по определению расчетных длин надкрановой (верхней) и подкрановой (нижней) частей колонны ОПЗ с мостовыми кранами.

Гибкость надкрановой и подкрановой частей колонны определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где i – радиус инерции сечения колонны: $i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$.

Если $\lambda > \lambda_{lim}$, то необходимо учитывать эффекты второго порядка.

Источник [6, п. 5.8.5(1)] предлагает следующие методы учета эффектов второго порядка (продольного изгиба):

- 1) Общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка ([6, п. 5.8.6]);
- 2) Упрощенный метод, основанный на номинальной жесткости ([6, п. 5.8.7]);
- 3) Упрощенный метод, основанный на номинальной кривизне ([6, п. 5.8.8]);

В национальном приложении к [6] принят метод учета на основе номинальной жесткости. В соответствии с [6, п. 5.8.5 (2)], этот метод допускается применять как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом, если значение номинальной жесткости рассчитано предварительно.

Номинальная жесткость колонны:

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где:

E_{cd} , E_s – расчетные значения модуля упругости бетона и арматуры соответственно;

I_c, I_s – моменты инерции сечения бетона и арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

K_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры;

K_c – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести.

При $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1,$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}),$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}},$$

Согласно [6, п.5.8.4(4)] влияние ползучести не учитывается, т. е. $\varphi_{ef} = 0$, если выполнены три следующих условия:

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h.$$

При этом M_{0Ed} является моментом, определенным с учетом эффекта первого порядка, а h — высотой поперечного сечения в соответствующем направлении.

Примечание — Если условия согласно 5.8.2 (6) или 5.8.3.3 будут выполнены только частично, то следует учитывать эффекты второго порядка и ползучесть, кроме случаев, когда механический коэффициент армирования (ω , см. 5.8.3.1 (1)) составляет не менее 0,25.

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20,$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Критическая сила определяется по формуле Эйлера:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитывается по формуле:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right],$$

где M_{0Ed} – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

Согласно [6, п. 5.8.7.3(3)], в качестве M_{0Ed} при расчете элементов без нагрузок, приложенных между концами элементов допускается принимать эквивалентный постоянный момент с учетом эффектов первого порядка M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02};$$

β – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядков.

Упрощенно можно принять $\beta = 1$, таким образом, общий расчетный момент определяется следующим образом:

– для надкрановой и подкрановой частей крайней колонны, а также надкрановой части крайней колонны:

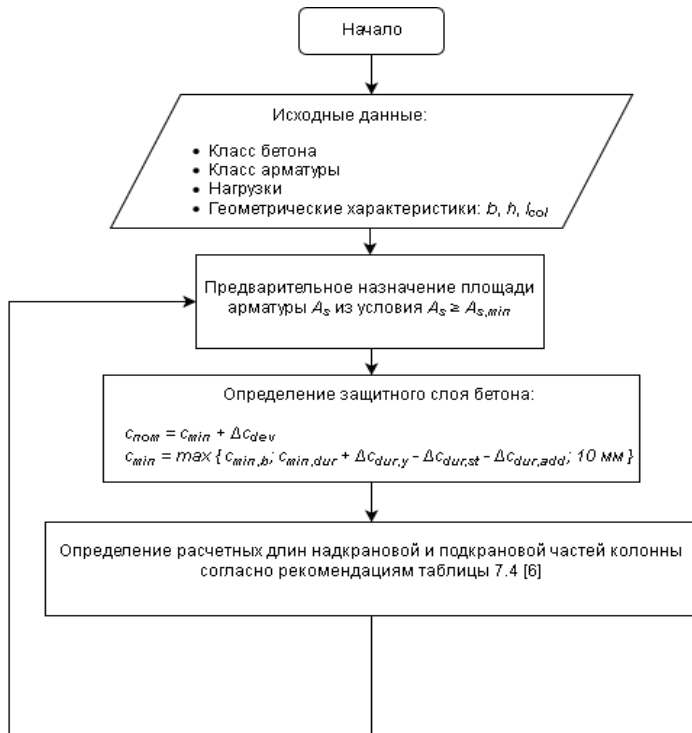
$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}};$$

- для подкрановой части средней колонны согласно [6, п.5.8.7.3] допускается принимать эквивалентный постоянный момент с учетом эффектов первого порядка M_{0e} :

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} = \frac{M_{0e}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}.$$

Алгоритм расчета сжатой железобетонной ступенчатой колонны ОПЗ

Расчет выполняется отдельно для верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой) части колонн



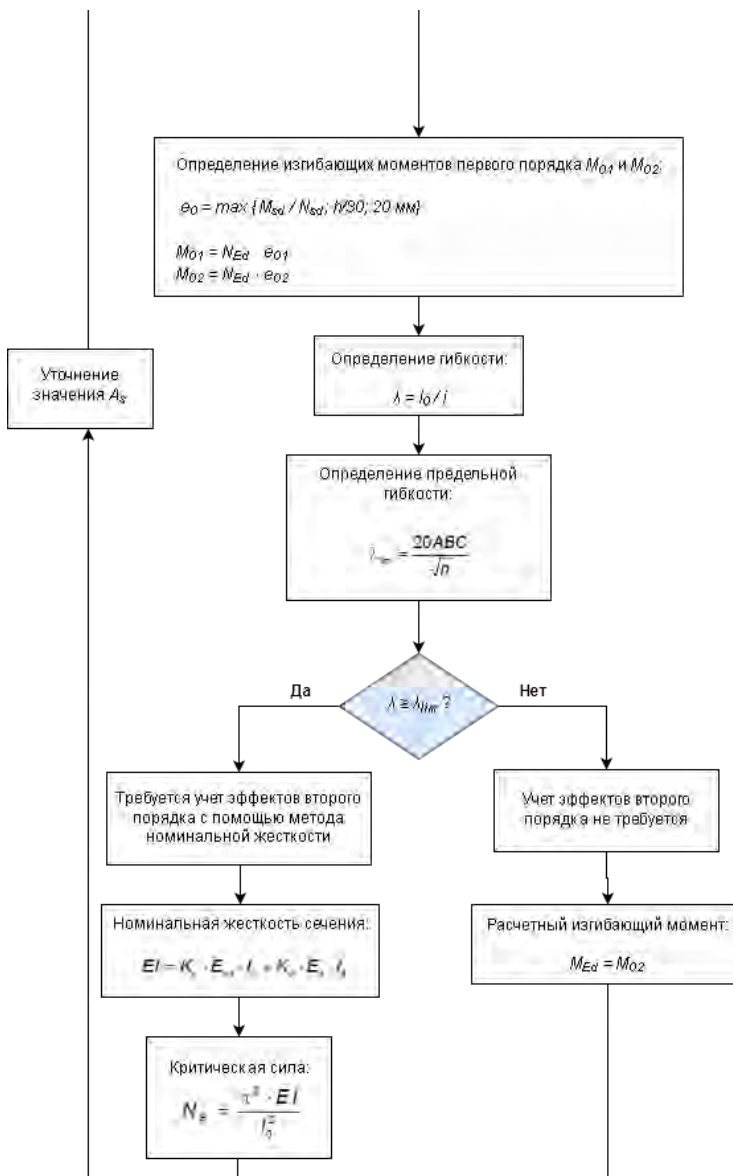




Рис. 3.1 – Алгоритм расчета ступенчатой колонны ОПЗ

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТРЕБУЕМОЙ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ

4.1. Определение (A_s) с использованием формул

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее целесообразно применять симметричное армирование сечений подкрановой и надкрановой частей, т.к. максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях незначительно отличаются по величине.

Определение A_s начинается с анализа полученного значения относительного изгибающего момента α_m . Значение α_m может оказаться в одной из 4-ех областей деформирования [8, рис. 6.29].

Для определения области деформирования по α_m при выполнении курсового проекта можно воспользоваться данными таблицы П.5 (см. Приложение), а для уточнения параметров усилия в бетоне сжатой зоны – данными таблицы П.6.

Ниже приведена последовательность расчета и практические рекомендации для определения A_s сборной железобетонной колонны ОПЗ прямоугольного сплошного сечения при $f_{yd} = 435$ МПа (S500) в зависимости от области деформирования сечения.

- 1) Определение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

- 2) Определение области деформирования

Варианты I, II: $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim} = 0,371$.

(1, 2 области деформирования, случай больших эксцентриситетов).

Вариант III: $0,371 < \alpha_m \leq 0,483$.

(3 область деформирования, случай малых эксцентриситетов).

Вариант IV: $\alpha_m > 0,483$.

(4 область деформирования, случай малых эксцентриситетов).

3) Определение требуемой площади сечения продольной арматуры в зависимости от области деформирования:

Вариант I, II.

$\alpha_m \leq \alpha_{m,lim} = 0,371$ (1, 2 области деформирования, случай больших эксцентриситетов).

1. Принимаем площадь арматуры сжатой зоны $A_{S2} = \frac{A_{s,min}}{2}$.

2. Уточняем α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - k_{S2} \cdot f_{yd} \cdot A_{S2} \cdot (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Поскольку сечение находится во 2-ой области деформирования ($\alpha_m < \alpha_{m,lim}$), коэффициенты: $k_{S1} = k_{S2} = 1,0$.

3. При уточненном значении α_m по табл. ПЗ определяем $\omega_c \cdot \xi$.

4. Площадь растянутой арматуры определяем по формуле:

$$A_{S1} = \frac{(\omega_c \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N_{Ed}) + k_{S2} \cdot f_{yd} \cdot A_{S2}}{f_{yd}}$$

5. Из значений A_{S1} и A_{S2} выбираем максимальное расчетное значение:

$$A_{S,calc} = \max \begin{cases} A_{S2} = \frac{A_{S,min}}{2} \\ A_{S1} \end{cases}$$

6. По сортаменту определяем \emptyset и количество стержней ($\min \emptyset = 16$ мм), т. е. $A_S \geq A_{S,calc}$.

7. Определим величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением относительно центра тяжести растянутой арматуры M_{Rd1} :

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{S2} \cdot k_{S2} \cdot f_{yd} (d - c_1)$$

8. В случае выполнения условия $M_{Ed} \leq M_{Rd1}$ сопротивление сечения действующему изгибающему моменту обеспечено.

Вариант III.

$0,371 < \alpha_m \leq 0,483$ (область деформирования – 3, случай малых эксцентриситетов).

1. Определяем относительную высоту сжатой зоны (для симметрично армированного элемента):

$$\xi = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d'}$$

где $\omega_c = 0,8$ для классов бетона $< C50/60$ (табл. 6.5 [8]).

2. По табл. П.5 для 2-ой области деформирования $\xi_{lim} = 0,617$ ($\alpha_{m,lim} = 0,371$)

3. Так как $\xi > \xi_{lim}$ ($\alpha_m > 0,371$) сечение находится в области

деформирования 3 и коэффициенты: $\begin{cases} k_{S1} < 1,0 \\ k_{S2} = 1,0 \end{cases}$

4. Дальнейший расчет выполняем с учетом того, что напряжения в растянутой арматуре зависят от высоты сжатой зоны. На первом шаге определим величину площади сжатой арматуры при найденной выше величине относительной высоты сжатой зоны:

$$A_{S2} = \frac{M_{Ed} - \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{S2} \cdot f_{yd} (d - c_1)} = \frac{M_{Ed} - \left(\frac{17}{21} \xi - \frac{33}{98} \xi^2 \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{S2} \cdot f_{yd} (d - c_1)}.$$

Полученную величину площади сжатой арматуры можно рассматривать как нижнюю границу поиска требуемой площади арматуры.

5. Найдем расчетную величину площади сжатой арматуры $A_{s,calc}$ при величине относительной высоты сжатой зоны равной граничной (для 3 области деформирования):

$$\xi_{lim} = 0,61 \quad (\alpha_{m,lim} = 0,368).$$

$$A_{S2,calc} = \frac{M_{Ed} - \alpha_{m,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{S2} \cdot f_{yd} (d - c_1)}.$$

Полученную величину площади можно рассматривать как верхний предел поиска требуемой площади арматуры.

$$6. A_{s,min} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 A_c. \end{cases}$$

7. По сортаменту принимаем в качестве первого приближения:

7.1. Следующие возможные варианты армирования

1) При $A_{S2,calc} < \frac{A_{s,min}}{2} \Rightarrow \frac{A_{s,min}}{2}$;

2) При $A_{S2,calc} > \frac{A_{s,min}}{2} \Rightarrow \frac{A_{S2,calc} + A_{s,min}}{2}$.

При этом $A_{S1} = A_{S2}$.

7.2. Примем величину относительной высоты сжатой зоны примерно равной средней между ξ и ξ_{lim} (для 3-ей области деформирования).

$$\xi_1 = \frac{\xi + \xi_{lim}}{2} .$$

8. Величина относительной деформации растянутой арматуры при принятом выше значении ξ_1 :

$$\varepsilon_{S1} = \frac{3,5(1 - \xi_1)}{\xi_1} .$$

Тогда величина коэффициента k_{S1} равна:

$$k_{S1} = \frac{\varepsilon_{S1}}{\varepsilon_{Sy}} = \frac{\varepsilon_{S1} \cdot E_S}{f_{yd}} .$$

9. Определим величину равнодействующей внутренних усилий в сечении:

$$N_{Ed} = \omega_c \cdot \xi_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + k_{S2} \cdot f_{yd} \cdot A_{S2} - k_{S1} \cdot f_{yd} \cdot A_{S1} ,$$

где $A_{S1} = A_{S2}$, $k_{S2} = 1,0$.

10. На данном шаге возможны следующие варианты:

В случае, если величина $N_{Rd} < N_{Eo}$, необходимо дальнейшее уточнение величины относительной высоты сжатой зоны бетона.

При $N_{Rd} \geq N_{Eo}$ выполняем дальнейший расчет.

11. Определим величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Rd} = \left(\frac{17}{21} \xi_1 - \frac{33}{98} \xi_1^2 \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1).$$

12. Проверка условия:

12.1. Если выполняется условие $M_{Rd} \geq M_{Eo}$, то арматура подобрана правильно.

12.2. В случае $M_{Rd} < M_{Eo}$ необходима корректировка и определение такой величины ξ , при которой условие равновесия выполняются.

Вариант IV.

Если $\alpha_m > 0,483$, можно сделать вывод о том, что сечение колонны полностью сжато и находится в области деформирования 4.

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d},$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)}.$$

Минимальная площадь продольной арматуры, установленная нормами, равна:

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,1 \cdot N_{Ed} \\ f_{yd} \\ 0,002 A_c. \end{array} \right.$$

При $A_{s2} \geq A_{s,\min}/2$ принимаем армирование сжатой и растянутой зон одинаковым ($A_{s1} = A_{s2}$).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi > \beta_h$, при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - \rho_4 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Sd} = 0,$$

где:

$$\rho_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2,$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}},$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{G_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где E_s принимается в ГПа.

Задаваясь значениями $\xi > \beta_h$, находим величину ξ , при котором выполняется условие равновесия.

При этом принимаем $k_{s2} = 1$.

Далее проверяем условие:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - \rho_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1).$$

4.2. Определение (A_s) с использованием графиков

Нормы [6] не включают в себя расчетных формул по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики. Наиболее привычным для отечественных инженеров можно считать метод предельных усилий.

В свою очередь, многие источники предлагают иные варианты решения задачи по подбору арматуры (например, с использованием графиков).

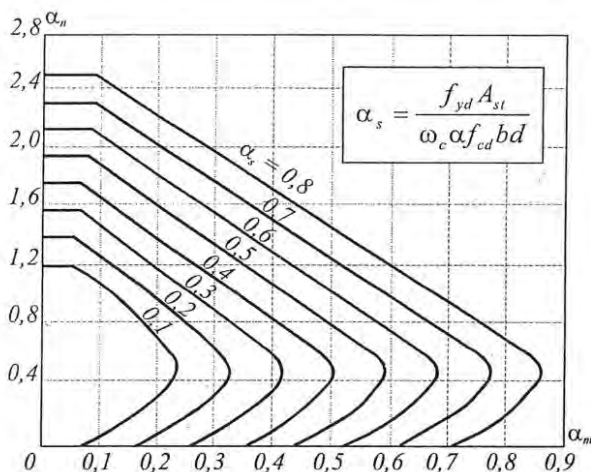


Рисунок 4.1 – Графики для расчета внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричным армированием [12]

Для сечений с симметричной ненапрягаемой арматурой можно построить графики зависимости $\alpha_m = f(\alpha_n)$ для различных значений α_s при $\beta'_h = C_1/d = 0,1$, приняв, что:

$$\alpha_m = \frac{M_{Rd}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}, \quad \alpha_s = \frac{f_{yd} \cdot A_{S1}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Графики зависимости $\alpha_m = f(\alpha_n)$ из источника [12] показаны на рис. 4.1. Используя эти графики проверку прочности сечения при действии расчетных изгибающих моментов M_{Ed} и продольной силы N_{Ed} можно упростить, для чего при заданных значениях α_s и α_n по графику на рис. 4.1 находят значение α_m и затем прочность сечения проверяют по формуле:

$$\alpha_m \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \leq M_{Ed}.$$

При изменении β'_h от 0,05 до 0,15 кривые $\alpha_m = f(\alpha_n)$ будут незначительно отклоняться от кривых, приведенных на рис. 4.1, что позволяет использовать графики при $\beta'_h = 0,05 \div 0,15$.

Подбор арматуры в данном случае производится следующим образом. Учитывая то обстоятельство, что внецентренно сжатые элементы обычно проектируют с симметричной арматурой, т. е. $f_{yd} \cdot A_{S2} = f_{yd} \cdot A_{S1}$, высоту сжатой зоны в первом приближении определяют из условий равновесия:

$$\frac{x}{d} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} \cdot A_{S1} - f_{yd} \cdot A_{S2}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \alpha_n.$$

Если $\alpha_n \leq x_{lim}/d$ (2-ая область деформирования), то:

$$\alpha_s = \alpha'_s = \frac{\alpha_m - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \beta'_h},$$

где: $\alpha_m = \frac{M_{Rd,1}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$, $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$, $\beta'_h = d'/d$.

В случае, когда $\alpha_n > x_{lim}/d$ (3-ая область деформирования), расчет арматуры рекомендуется производить по методикам, приведенным выше.

5. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ КРАЙНЕЙ КОЛОННЫ ОПЗ

В качестве примера в табл. 5.1 приведены сводные результаты составления опасных сочетаний нагрузок для подбора арматуры подкрановой и надкрановой частей крайней колонны, полученные в результате анализа предварительного выполненного статического расчета ПРЦ.

Таблица 5.1

Комбинации усилий в сечениях крайней колонны

Сечения колонны	Вид усилия	Расчетные усилия, (кН, кНм)			
		$ M^+ $, $N_{\text{соотв}}$	$ M^- $, $N_{\text{соотв}}$	N_{max} , $M_{\text{соотв}}$	N_{min} , $M_{\text{соотв}}$
II-II 1-е осн. сочетание	№ загр.	<u>1, 3, 5, 10⁺</u> , 8, 12 ⁺	1, 2, 6, 10 ⁻	<u>1, 2, 3, 5, 10⁺</u> , 8, 12 ⁺	<u>1, 3, 5, 10⁺</u> , 8, 12 ⁺
	M	+159,55	-75,62	+154,37	+163,27
	N	387,81	472,48	472,48	287,27
2-е осн. сочетание	№ загр.	<u>1, 3, 5, 10⁺</u> , 8, 12 ⁺	1, <u>2, 6, 10⁻</u>	<u>1, 2, 3, 5, 10⁺</u> , 8, 12 ⁺	<u>1, 3, 5, 10⁺</u> , 8, 12 ⁺
	M	+170,38	-76,99	+165,10	+171,95
	N	329,64	414,31	414,31	287,27
III-III 1-е осн. сочетание	№ загр.	1, 2, <u>3, 5, 10⁺</u>	1, 2, <u>6, 10⁻, 8, 12⁻</u>	1, 2, <u>6, 10⁻, 8, 12⁻</u>	<u>1, 3, 5, 10⁺</u>
	M	+72,68	-225,81	-225,81	+61,55
	N	682,45	1290,03	1290,03	442,80
2-е осн. сочетание	№ загр.	1, 2, <u>3, 5, 10⁺</u>	1, <u>2, 6, 10⁻, 8, 12⁻</u>	1, <u>2, 6, 10⁻, 8, 12⁻</u>	<u>1, 3, 5, 10⁺</u>
	M	+77,27	-229,90	-229,90	+70,14
	N	649,22	1256,80	1256,80	442,80
IV-IV 1-е осн. сочетание	№ загр.	<u>1, 4, 5, 10⁺, 7, 12⁺</u>	1, 2, 6, 10 ⁻	<u>1, 2, 4, 5, 10⁺, 8, 12⁺</u>	<u>1, 4, 5, 10⁺</u>
	M	+394,42	-215,55	+295,71	+153,02
	N	828,80	692,41	1289,99	442,80
2-е осн. сочетание	№ загр.	<u>1, 4, 5, 10⁺, 7, 12⁺</u>	1, <u>2, 6, 10⁻</u>	<u>1, 2, 4, 5, 10⁺, 8, 12⁺</u>	<u>1, 4, 5, 10⁺</u>
	M	+470,66	-212,36	+371,45	+221,91
	N	739,14	649,19	1256,77	442,80

Примечание: Номера загружений, которые приняты в качестве доминирующих, выделены подчеркиванием.

5.1. Расчет и конструирование надкрановой части колонны

Наиболее нагруженным является сечение II-II.

Расчет выполняется для следующих наиболее опасных сочетаний нагрузок:

1. $|M_{\max}| (N_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}});$
2. $N_{\max} (M_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}});$
3. $N_{\min} (M_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}}).$

Высота надкрановой части $H_B = 3670$ мм, размеры поперечного сечения $b \times h = 400 \times 380$ мм.

Для расчета принимаем:

Класс бетона: С30/37.

Рабочая арматура класса: S500.

Класс условий эксплуатации: ХС1 (согласно заданию на курсовой проект).

Сочетание 1. Сечение II-II. $|M_{\max}| = +170.38$ кНм; $N_{\text{соотв}} = -329.64$ кН. (табл. 5.1)

$M_2 = +170.38$ кНм (сечение II-II); при сочетании нагрузок [1, 3, 5, 10⁺, 8, 12⁺]

$M_1 = +24.34$ кНм – момент в сечении I-I при том же сочетании нагрузок, как и в сечении II-II;

5.1.1. Определение характеристик материалов

Расчетные характеристики бетона класса С30/37:

– нормативное сопротивление осевому сжатию

$$f_{ck} = 30 \text{ МПа};$$

– расчетное сопротивление сжатию $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа};$

– секущий модуль упругости $E_{cm} = 33000 \text{ МПа};$

– расчетный модуль упругости

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2} = \frac{33000}{1,2} = 27500 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики арматуры класса S500:

– нормативное сопротивление растяжению $f_{yk} = 500 \text{ МПа};$

– расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа};$$

– модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$

5.1.2. Определение моментов первого порядка

Определим расчетные эксцентриситеты продольной силы для сечений у верхнего и нижнего концов надкрановой части колонны с учетом результатов статического расчета:

Для верхнего конца надкрановой части колонны (сечение I-I).

$$e_{01} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \\ \frac{h}{30} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{24,34}{329,64} \cdot 10^3 = 73,84 \text{ мм} \\ \frac{380}{30} = 12,67 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = 73,84 \text{ мм}.$$

Для нижнего конца надкрановой части колонны (сечение II-

II).

$$e_{02} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \\ \frac{h}{30} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{170.38}{329.64} \cdot 10^3 = 516.87 \text{ мм} \\ \frac{380}{30} = 12,67 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = 516.87 \text{ мм}.$$

Тогда значения изгибающих моментов первого порядка составят соответственно (с учетом знака):

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_{01} = 329.64 \cdot 73.84 \cdot 10^{-3} = 24.34 \text{ кНм},$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_{02} = 329.64 \cdot 516.87 \cdot 10^{-3} = 170.38 \text{ кНм},$$

5.1.3. Определение защитного слоя бетона

Номинальную толщину защитного слоя равна:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальная толщина защитного слоя:

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \right\}$$

Для предварительного назначения продольной арматуры надкрановой части колонны воспользуемся методикой определения (AS) с использованием графиков приведенной в разделе 4.2. настоящего методического пособия и рис. 4.1.

Предварительно назначаем вторую область деформирования и защитный слой $c=50\text{мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{Rd}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{216.57 \cdot 10^3}{\frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 0.4 \cdot 0.33^2} = 0.305, \text{ где}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + \frac{h}{2} - c \right) = 329,64 \cdot \left(\frac{170,38}{329,64} + \frac{0,38}{2} - 0,05 \right) = 216,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

e_{s1} – расчетный эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры;

(Определение $M_{Rd} = M_{Ed,1}$ и e_{s1} см. п.5.4.3.6)

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{329,64 \cdot 10^3}{\frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,33} = 0,154$$

При значениях $\alpha_m = 0,305$ и $\alpha_n = 0,154$ – принимаем величину $\alpha_s = 0,2$, откуда

$$A_{S2} = A_{S1} = \frac{\alpha_s \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,20 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 400 \cdot 330}{435} = 982 \text{ мм}^2$$

Согласно сортаменту (табл. П.3) предварительно назначаем $2\text{Ø}25 \text{ S500}$ ($A_{S1} = A_{S2} = 982 \text{ мм}^2$)

Предварительно приняв продольное армирование надкрановой части колонны равным $4\text{Ø}25 \text{ мм}$ ($A_s = 1963 \text{ мм}^2$) и поперечное из хомутов $\text{Ø}8 \text{ мм}$, получим:

$c_{\min,b} = 20 \text{ мм}$ – минимальная толщина из условия сцепления.

$c_{\min,dur} = 15 \text{ мм}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ – дополнительный элемент надежности;

$\Delta c_{dur,st} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали;

$\Delta c_{dur,add} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты;

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ мм}$ – допустимое отклонение.

Таким образом: $c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ мм}$.

Защитный слой бетона:

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing_f = 30 + \frac{25}{2} + 8 = 50.5 \approx 50 \text{ мм},$$

принимаем $c = 50 \text{ мм}$ с учетом допустимого отклонения.

5.1.4. Определение расчетной длины надкрановой части колонны

Согласно [табл. П.8], принимаем коэффициент расчетной длины надкрановой части колонны равным 2, тогда получим:

$$l_0 = \mu \cdot H_B = 2 \cdot 3,67 = 7,34 \text{ м}.$$

5.1.5. Определение необходимости учета эффектов второго порядка

Определяем гибкость надкрановой части колонны:

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{7,34 \cdot \sqrt{12}}{0,38} = 66,91.$$

Найдем значение предельной гибкости:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}.$$

Механический коэффициент армирования:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1963 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 0,280.$$

Относительное продольное усилие:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{329,64 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,38 \cdot 20} = 0,108.$$

Отношение моментов:

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{24,34}{170,38} = 0,143,$$

Принимаем $A=0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,280} = 1,25,$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,143 = 1,557.$$

Определяем:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{\eta}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,25 \cdot 1,557}{\sqrt{0,108}} = 82,91 > \lambda = 66,91.$$

Поскольку условие $\lambda < \lambda_{lim}$ выполняется, учет влияния эффектов второго порядка не требуется и расчетный момент равен: $M_{Ed} = M_{02}$.

5.1.6. Определение расчетного изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры

Для определения площади сечения рабочей арматуры найдем изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры.

Эксцентриситет продольной силы:

$$e_{c1} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{02}}{N_{Ed}} = \frac{170,38}{329,64} = 0,517 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e_{s1} = e_{c1} + \frac{h}{2} - c = 0.517 + \frac{0.38}{2} - 0.05 = 0.657 \text{ м.}$$

Тогда расчетный изгибающий момент:

$$M_{Ed,1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = 329.64 \cdot 0.657 = 216.57 \text{ кНм.}$$

5.1.7. *Определение площади сечения продольной рабочей арматуры*

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{216.57 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0.4 \cdot 0.33^2} = 0,248.$$

Поскольку $\alpha_m = 0,248 < \alpha_{m,lim} = 0,371$, можно сделать вывод, что сечение надкрановой части колонны находится во 2-ой области деформирования.

Принимаем площадь сжатой арматуры $A_{s2} = \frac{A_{s,min}}{2}$.

$$\frac{A_{s,min}}{2} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,1 \cdot 328,958 \cdot 10^3}{435 \cdot 2} = 37,81 \text{ мм}^2, \\ \frac{0,002 \cdot 400 \cdot 380}{2} = 152 \text{ мм}^2. \end{array} \right.$$

По конструктивным требованиям минимальное армирование $2\emptyset 16$ S500 с $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

С учетом принятой $A_{s2} = 982 \text{ мм}^2$ $2\emptyset 25$ S500 на предварительном этапе расчета п.5.1.3. уточняем α'_m :

$$\alpha'_m = \frac{M_{Ed,1} - kS_2 \cdot f_{yd} \cdot A_{S2} \cdot (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} =$$

$$= \frac{216,57 \cdot 10^6 - 1 \cdot 435 \cdot 982 (330 - 50)}{20 \cdot 400 \cdot 330^2} = 0,111.$$

При уточненном значении α'_m по табл. П.5, П.6 определяем

$$\xi = 0,175, \quad \omega_c = \frac{16\xi - 1}{15\xi} = \frac{16 \cdot 0,175 - 1}{15 \cdot 0,175} = 0,658.$$

Определим площадь растянутой арматуры:

$$A_{S1} = \frac{(\omega_c \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N_{Ed}) + kS_2 \cdot f_{yd} \cdot A_{S2}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{0,658 \cdot 0,175 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 330 - 329,64 \cdot 10^3 + 1 \cdot 435 \cdot 982}{435} = 923 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту 2Ø25 S500 с $A_{S1} = 982 \text{ мм}^2$.

В такой же последовательности выполняем расчет для 2 и 3 сочетаний нагрузок и принимаем окончательный вариант армирования по максимальному значению $A_{S1} = A_{S2}$ из трех сочетаний.

При этом допускается определение максимального значения арматуры по остальным сочетаниям $[N_{\max}, M_{\text{соотв}}]$ и $[N_{\min}, M_{\text{соотв}}]$ выполнять с использованием графиков (см. п.4.2)

Определим величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$\alpha'_m = 0,248 (\xi = 0,36)$, по таблицам П.5, П.6

$$\omega_c = \frac{16\xi - 1}{15\xi} = \frac{16 \cdot 0,36 - 1}{15 \cdot 0,36} = 0,881.$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd1} &= \alpha_m \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1) = \\
 &= 0,248 \cdot 0,881 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 330^2 + 982 \cdot 1 \cdot 435 (330 - 50) = \\
 &= 309877680 \text{ Нмм} = 309,88 \text{ кНм}.
 \end{aligned}$$

Условие выполняется:

$$M_{Rd1} = 309,88 \text{ кНм} > M_{Ed1} = 216,57 \text{ кНм}.$$

Следовательно, сопротивление законструированного сечения моменту обеспечено.

5.1.8. Конструирование поперечной арматуры надкрановой части колонны

Надкрановая часть армируется сварным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней принят равным 25 мм (рис. 5.1).

Диаметр стержней поперечной арматуры в каркасе должен быть не менее $0,25\varnothing = 0,25 \cdot 25 = 6,25$ мм, но не менее 6 мм.

Определяем шаг поперечных стержней ([6, п. 9.5.3(3)]):

$$s \leq \max \begin{cases} 20\varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}, \\ \min (b, h) = 380 \text{ мм}, \end{cases}$$

Шаг хомутов принимается кратным 50 мм и не больше поперечного размера колонны $h = 380$ мм.

Окончательно принимаем поперечную арматуру надкрановой части $\varnothing 8$ S500 с шагом 350 мм.

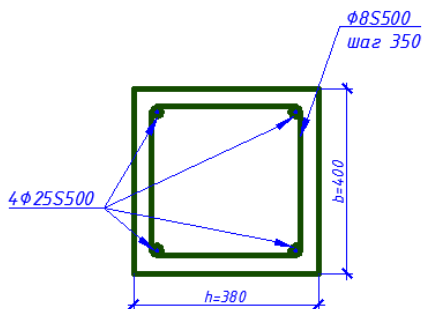


Рис. 5.1 – Размещение арматуры в поперечном сечении надкрановой части колонны

5.2. Расчет и конструирование подкрановой части колонны

Наиболее нагруженным является сечение IV–IV.

Расчет выполняется для следующих наиболее опасных сочетаний нагрузок:

1. $|M_{\max}| (N_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}});$
2. $N_{\max} (M_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}});$
3. $N_{\min} (M_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}}).$

Высота подкрановой части $H_H = 7120$ мм, размеры поперечного сечения $b \times h = 400 \times 600$ мм.

Класс бетона: С30/37.

Рабочая арматура класса: S500.

Класс условий эксплуатации: ХС1 (по заданию на курсовое проектирование).

Сочетание 1. Сечение IV–IV. $|M_{\max}| = 470,66$ кНм; $N = -739,14$ кН (табл 5.1)

$M_2 = 470,66$ кНм (сечение IV–IV) при сочетании нагрузок [1, 4, 5, 10⁺, 7, 12⁺];

$M_1 = 52,94$ кНм – момент в сечении III–III при том же сочетании нагрузок, что и в сечении IV–IV;

5.2.1. Определение характеристик материалов

Расчетные характеристики бетона класса С30/37:

– нормативное сопротивление осевому сжатию

$$f_{ck} = 30 \text{ МПа};$$

– расчетное сопротивление сжатию $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа};$

– секущий модуль упругости $E_{cm} = 33000 \text{ МПа};$

– расчетный модуль упругости

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2} = \frac{33000}{1,2} = 27500 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики арматуры класса S500:

– нормативное сопротивление растяжению $f_{yk} = 500 \text{ МПа};$

– расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа};$$

– модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$

5.2.2. *Определение моментов первого порядка*

Определим расчетные эксцентриситеты продольной силы для сечений у верхнего и нижнего концов подкрановой части колонны:

Для верхнего конца подкрановой части колонны (сечение III-III).

$$e_{01} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \\ \frac{h}{30} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{52,94}{739,14} \cdot 10^3 = 71,6 \text{ мм} \\ \frac{600}{30} = 20 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = 71,6 \text{ мм}.$$

Для нижнего конца подкрановой части колонны (сечение

IV-IV).

$$e_{02} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \\ \frac{h}{30} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{470,66}{739,14} \cdot 10^3 = 636,7 \text{ мм} \\ \frac{600}{30} = 20 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right. = 636,7 \text{ мм}.$$

Тогда значения изгибающих моментов первого порядка составят соответственно (с учетом знака):

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_{01} = 739,14 \cdot 71,6 \cdot 10^{-3} = 52,94 \text{ кН},$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_{02} = 739,14 \cdot 636,7 \cdot 10^{-3} = 470,61 \text{ кН},$$

5.2.3. Определение защитного слоя бетона

Номинальную толщину защитного слоя равна:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальная толщина защитного слоя:

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \right\}$$

$c_{min,b} = 20 \text{ мм}$ – минимальная толщина из условия сцепления.

$c_{min,dur} = 15 \text{ мм}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ – дополнительный элемент надежности;

$\Delta c_{dur,st} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали;

$\Delta c_{dur,add} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при ис-

пользовании дополнительной защиты;

$\Delta C_{dev} = 10 \text{ мм}$ – допустимое отклонение.

Таким образом: $c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ мм}$.

Защитный слой бетона:

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing_I = 30 + \frac{25}{2} + 8 = 50,5 \approx 50 \text{ мм}, \text{ принимаем } c = 50 \text{ мм}$$

с учетом допустимого отклонения

Для предварительного назначения продольной арматуры надкрановой части колонны воспользуемся методикой определения (AS) с использованием графиков приведенной в разделе 4.2. настоящего методического пособия и рис.4.1.

Предварительно назначаем вторую область деформирования и защитный слой $c = 50 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{Rd}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{656,38 \cdot 10^3}{\frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,55^2}, \text{ где}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + \frac{h}{2} - c \right) = 739,14 \cdot \left(\frac{470,66}{739,14} + \frac{0,6}{2} - 0,05 \right) = 656,35 \text{ кНм}$$

e_{s1} – расчетный эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры;

(Определение $M_{Rd} = M_{Ed,1}$ и e_{s1} см. п.5.2.6)

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{793,14 \cdot 10^3}{\frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,55}$$

При значениях $\alpha_m = 0,334$ и $\alpha_n = 0,221$ – принимаем величину $\alpha_s = 0,15$, откуда

$$A_{S2} = A_{S1} = \frac{\alpha_s \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 400 \cdot 550}{435} = 1228 \text{ мм}^2$$

Согласно сортаменту (табл. П.3) предварительно назначаем 3Ø25 S500 ($A_{S1}=A_{S2}=1473 \text{ мм}^2$)

Предварительно приняв продольное армирование подкрановой части колонны равным 6Ø25 мм ($A_s = 2945 \text{ мм}^2$) и поперечное из хомутов Ø8 мм, получим:

5.2.4. Определение расчетной длины подкрановой части колонны

Согласно табл П.8, принимаем коэффициент расчетной длины подкрановой части колонны равным 1.5, тогда получим:

$$l_0 = \mu \cdot H_H = 1,5 \cdot 7,12 = 10,68 \text{ м.}$$

5.2.5. Определение необходимости учета эффектов второго порядка

Определяем гибкость подкрановой части колонны:

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{10,68 \cdot \sqrt{12}}{0,6} = 61,66.$$

Найдем значение предельной гибкости:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}.$$

Механический коэффициент армирования:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2945 \cdot 435}{600 \cdot 400 \cdot 20} = 0,267.$$

Относительное продольное усилие:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{739,14 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 0,4 \cdot 20} = 0,154.$$

Отношение моментов:

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{52,94}{470,66} = 0,112,$$

Принимаем $A=0.7$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,267} = 1,238,$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,112 = 1,588.$$

Определяем:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{\eta}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,238 \cdot 1,588}{\sqrt{0,154}} = 70,2 > \lambda = 61,66.$$

Поскольку условие $\lambda < \lambda_{lim}$ выполняется, учет влияния эффектов второго порядка не требуется и расчетный момент равен:

$$M_{Ed} = M_{02}.$$

5.2.6. Определение расчетного изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры

Для определения площади сечения рабочей арматуры найдем изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры.

Эксцентриситет продольной силы:

$$e_{c1} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{02}}{N_{Ed}} = \frac{470,66}{739,14} = 0,638 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e_{s1} = e_{c1} + \frac{h}{2} - c = 0,638 + \frac{0,6}{2} - 0,05 = 0,888 \text{ м.}$$

Тогда расчетный изгибающий момент:

$$M_{Ed,1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = 739,14 \cdot 0,888 = 656,36 \text{ кНм.}$$

5.2.7. Определение площади сечения продольной рабочей арматуры

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{656,36 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,55^2} = 0,271.$$

Поскольку $\alpha_m = 0,271 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371$, можно сделать вывод, что сечение подкрановой части колонны находится во 2-ой области деформирования.

Принимаем площадь сжатой арматуры $A_{s2} = \frac{A_{s,\text{min}}}{2}$.

$$\frac{A_{s,\text{min}}}{2} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,1 \cdot 739,14 \cdot 10^3}{435 \cdot 2} = 84,96 \text{ мм}^2, \\ \frac{0,002 \cdot 400 \cdot 600}{2} = 240 \text{ мм}^2. \end{array} \right.$$

По конструктивным требованиям минимальное армирование $2\text{Ø}16 \text{ S500}$ с $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

С учетом принятой $A_{S2} = 1473 \text{ мм}^2$ 3Ø25 S500 на предварительном этапе расчета п.5.2.3. уточняем α'_m :

$$\alpha'_m = \frac{M_{Ed,1} - k_{S2} \cdot f_{yd} \cdot A_{S2} \cdot (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} =$$

$$= \frac{636,66 \cdot 10^6 - 1 \cdot 435 \cdot 1473 (550 - 50)}{20 \cdot 400 \cdot 550^2} = 0,25.$$

При уточненном значении α'_m по табл. П.5, П.6 определяем

$$\xi = 0,363, \quad \omega_c = \frac{17}{21}$$

Определим площадь растянутой арматуры:

$$A_{S1} = \frac{(\omega_c \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N_{Ed}) + k_{S2} \cdot f_{yd} \cdot A_{S2}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{\frac{17}{21} \cdot 0,363 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 550 - 739,14 \cdot 10^3 + 1 \cdot 435 \cdot 1473}{435} = 1194 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту 3Ø25 S500 с $A_{S1} = 1473 \text{ мм}^2$.

В такой же последовательности выполняем расчет для 2 и 3 сочетаний нагрузок и принимаем окончательный вариант армирования по максимальному значению $A_{S1} = A_{S2}$ из трех сочетаний.

При этом допускается определение максимального значения арматуры по остальным сочетаниям $[N_{\max}, M_{\text{соотв}}]$ и $[N_{\min}, M_{\text{соотв}}]$ выполнять с использованием графиков (см. п.4.2)

Определим величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$\alpha_m' = 0,271$, по таблицам П.5, П.6

$$\omega_c = \frac{17}{21}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd1} &= \alpha_m \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1) = \\ &= 0,271 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 400 \cdot 550^2 + 1473 \cdot 1 \cdot 435 (550 - 50) = \\ &= 851083500 \text{ Нмм} = 851,08 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Условие выполняется:

$$M_{Rd1} = 851,08 \text{ кНм} > M_{Ed1} = 656,36 \text{ кНм}.$$

Следовательно, сопротивление законструированного сечения моменту обеспечено.

5.2.8. Конструирование поперечной арматуры подкрановой части колонны

Подкрановая часть армируется сварным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней принят равным 25 мм (рис. 5.2).

Диаметр стержней поперечной арматуры в каркасе должен быть не менее $0,25\varnothing = 0,25 \cdot 25 = 6,25$ мм, но не менее 6 мм.

Определяем шаг поперечных стержней ([6, п. 9.5.3(3)]):

$$s \leq \max \begin{cases} 20\varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}, \\ \min (b, h) = 400 \text{ мм}, \end{cases}$$

Шаг хомутов принимается кратным 50 мм и не больше поперечного размера колонны $h = 400$ мм.

Окончательно принимаем поперечную арматуру надкрановой части $\varnothing 8$ S500 с шагом 400 мм.

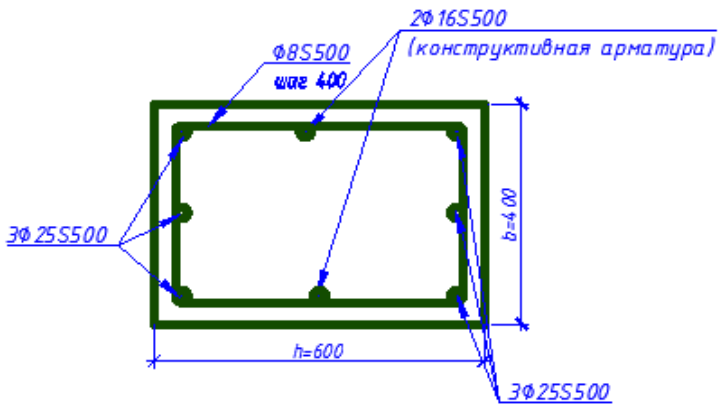


Рис. 5.2 – Размещение арматуры в поперечном сечении подкрановой части колонны

5.3 Расчет и конструирование консоли колонны

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Расчет консолей колонн выполняется методом тяжелой распорки. Роль тяжелей в модели выполняет основная продольная арматура $A_{S,main}$, а роль распорки выполняет сжатый бетонный подкос (см. рис. 5.3, 5.4).

Угол θ , как правило, необходимо ограничивать. Рекомендуемые предельные значения равны:

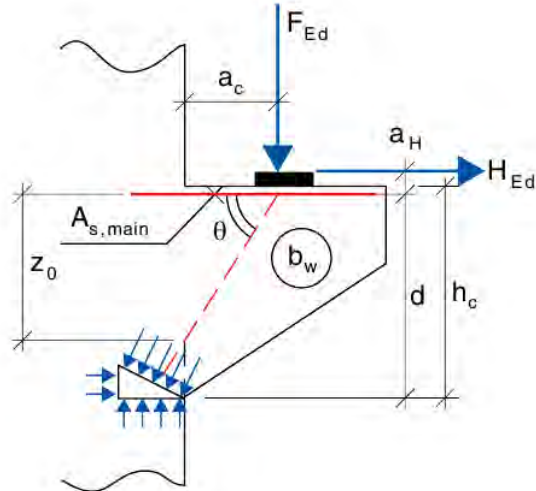
$$1 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 2,5 \quad \text{или} \quad 45^{\circ} \leq \theta \leq 68^{\circ}$$

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Условия равновесия будут выглядеть следующим образом:

$$M_B^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot (a_n + z_0) = F_s \cdot z_0$$

$$M_A^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot a_n = F_c \cdot a_c \cdot \sin \theta$$



θ – угол между бетонным сжатым подкосом и осью консоли, перпендикулярной к поперечному усилию;

b_w – ширина сечения консоли;

z – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$.

Рис.5.3 - Система тяжей-распорок в расчете коротких консолей

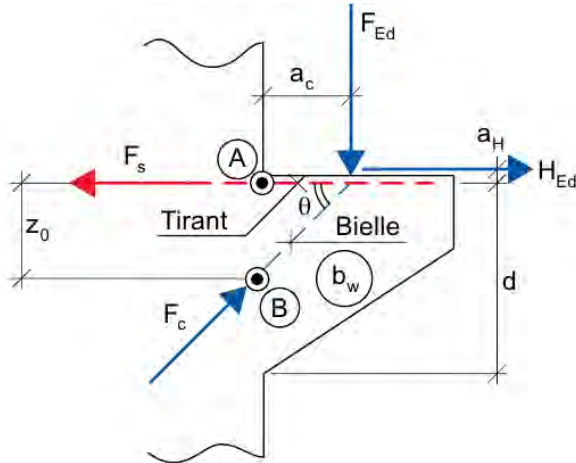


Рис. 5.4 - Схема усилий действующих в консоли

Из условий равновесия можно определить усилия в растянутой арматуре консоли и сжатом подкосе:

$$F_s = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{a_n}{z_0}\right)$$

$$F_c = \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{\sin \theta}$$

При этом напряжение в бетоне следует ограничивать значениями:

$$\sigma_{Rd \max} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Значение угла наклона сжатого бетонного подкоса можно определить из рисунка 5.5:

$$\cos \theta = \frac{a/2}{d - z_0}$$

$$f_c = \frac{F_c}{a \cdot b_w} \leq \sigma_{Rd,max}$$

Следовательно,

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max}}$$

Для обеспечения прочности должны соблюдаться условия:

$$a_n = a \cdot \sin\theta \leq t$$

$$z_0 = d - \frac{a/2}{\cos\theta} > a_c$$

Последнее условие относится к определению коротких консолей ($z_0 > a_c$).

Подставляя в последнее выражение значение для а, определенное выше, получаем:

$$d - \frac{F_c}{2 \cdot b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos\theta} > a_c$$

$$d - \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{2 \cdot b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta} = d - \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \sin 2\theta} > a_c$$

$$d - a_c > \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \sin 2\theta}$$

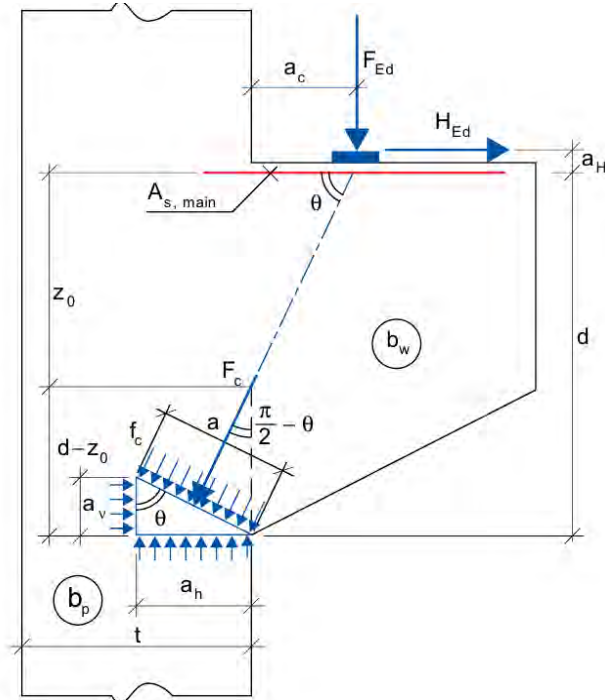


Рис. 5.5 - К определению угла наклона сжатого бетонного подкоса

$$\sin 2\theta > \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot (d - a_c) \sigma_{Rd, max}}$$

откуда и определяем угол θ

Следует обратить внимание, что значение угла 2θ , может принимать значение от 0 до 180° , в то время, как расчет $\arcsin(2\theta)$ с использованием инженерных калькуляторов выдает значения в пределах от 0 до 90° . Поэтому, при вычислении угла следует принимать реально возможный угол θ при данных

условиях задачи, исходя из графической схемы усилий, действующих в консоли (рис. 5.5).

Подбор основной продольной арматуры консоли выполняется по найденному усилию

$$F_S = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{a_n}{z_0}\right)$$

$$A_{S.main} = \frac{F_S}{f_{yd}}$$

Главную растянутую арматуру в основном принимают в виде «П-образных» или замкнутых горизонтальных хомутов. Схемы армирования основной продольной арматурой представлены на рис. 5.6.

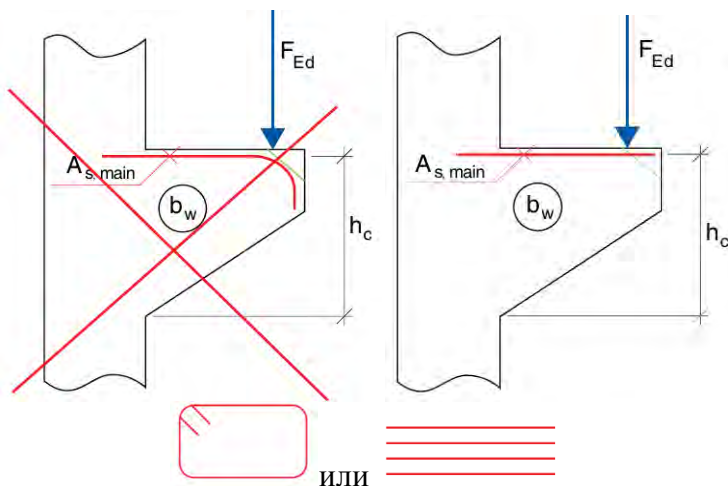


Рис. 5.6 - Армирование консоли колонны

Условия анкеровки главной растянутой арматуры коротких консолей согласно СНБ 5.03.01 изложены в п.11.2.41. В ТКП

EN 1992-1-1-2009*, в отличие от СНБ 5.03.01, данные условия не оговариваются.

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани, и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

Конструирование горизонтальных хомутов консоли (рис. 5.7) выполняют исходя из следующего соотношения:

Если $a_c < 0,5 \cdot h_c$, замкнутые горизонтальные или наклонные хомуты должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре по всей высоте консоли. Площадь этих хомутов должна составлять:

$$\Sigma A_{s,ink} = k_1 \cdot A_{s,main}$$

где рекомендуемое значение $k_1 = 0,25$

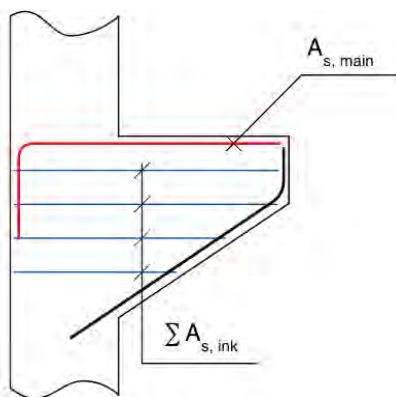


Рис.5.7 - К конструированию горизонтальных хомутов консоли

В случае если $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$, определяют расчетное значение сопротивления поперечной силе.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w a, \text{ но не менее}$$

$$V_{Rd,c} \cdot (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w a,$$

где f_{ck} - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 0.02;$$

Здесь A_{sl} - площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $l_{bd} + a$ за рассматриваемое сечение.

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Причем, для элементов конструкций, у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны:

$0,5d \leq a_v \leq 2d$ от края опоры (рис. 5.8), вклад данной нагрузки в поперечном усилии F_{Ed} учитывается умножением на коэффициент $\beta = a_v / 2d$. Для $a_v \leq 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$. Это правило понижения действительно только в тех случаях, когда продольная арматура полностью надежно заанкерена на опоре.

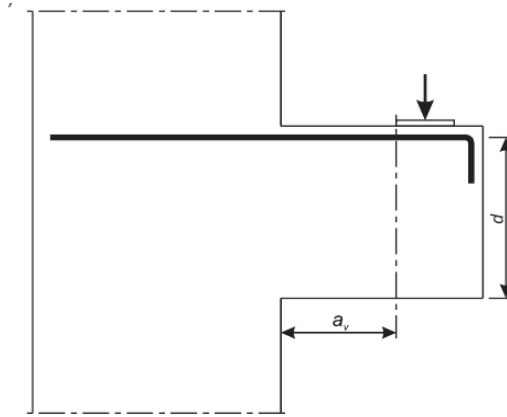


Рис. 5.8 - К определению расчетного значения сопротивления поперечной силе

Если $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$ и $F_{Ed} > V_{Rd,c}$, то кроме горизонтальных хомутов необходимо устанавливать расчетное количество поперечной замкнутой арматуры (замкнутые вертикальные хомуты)

Если $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ то площадь арматуры вертикальных замкнутых хомутов (рис. 5.9) определяют из соотношения:

$$\Sigma A_{s.ink} = k_2 \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{y0}}$$

где рекомендуемое значение $k_2 = 0.5$

Если $F_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ то вертикальное армирование не требуется.

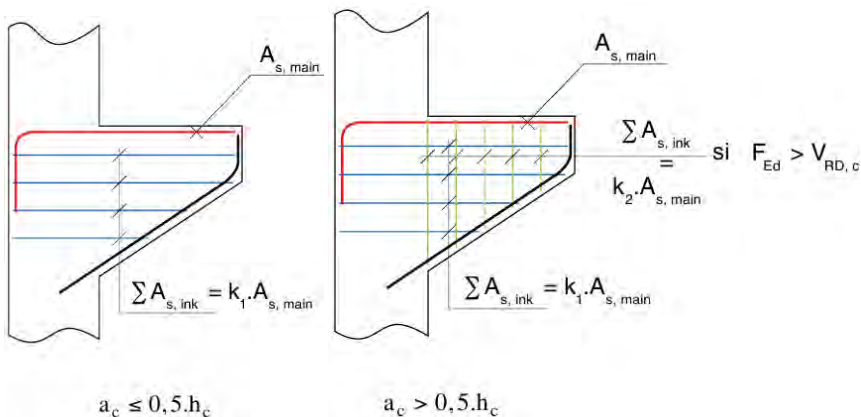


Рис. 5.9 - К расчету армирования консоли вертикальными хомутами

Пример расчета консоли

Размеры надкрановой части колонны 400×400мм

Размеры подкрановой части колонны 400×600мм

Бетон колонны класса С30/37

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки:

$$F_{Ed} = D_{max} + G_{d,2} = 607,5 + 80,59 = 688,09 \text{ кН}$$

5.3.1. Подбор геометрических параметров консоли:

Согласно рекомендациям по конструированию коротких консолей, высоту свободного края консолей h , несущих сборные подкрановые балки, принимают в зависимости от расчетной грузоподъемности крана Q :

$$h \geq \max \begin{cases} 300 \text{ мм} & \text{при } -Q \leq 5 \text{ т} \\ 400 \text{ мм} & \text{при } -5 \text{ т} < Q \leq 15 \text{ т} \\ 500 \text{ мм} & \text{при } -Q > 15 \text{ т} \\ \frac{1}{3} \cdot h_c & \text{—} \end{cases}$$

где h_c – высота консоли на опоре

Ширину консоли назначают равной ширине колонны. Угол наклона сжатой грани консоли принимают равным 45° .

Учитывая конструктивные рекомендации, принимаем следующие размеры консоли (рис. 5.10):

$$h_c = 900 \text{ мм}, h = 500 \text{ мм},$$

$$a_c = 150 \text{ мм}, c = 40 \text{ мм},$$

$$l_c = 400 \text{ мм}, d = h_c - c = 900 - 40 = 860 \text{ мм}.$$

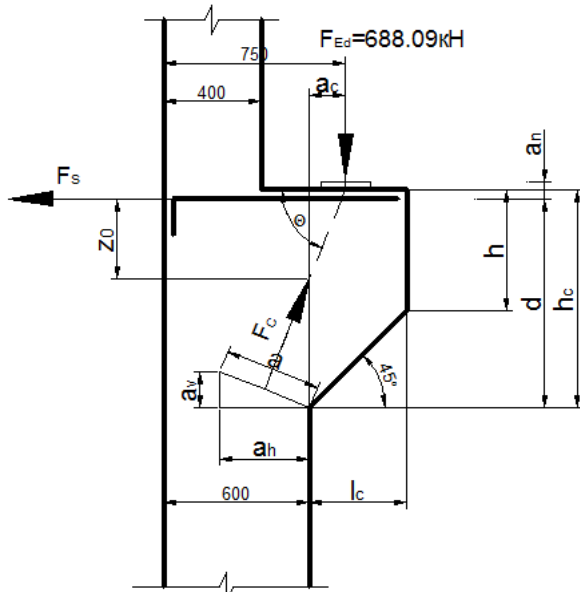


Рис.5.10 - Геометрические параметры консоли

5.3.2. Проверка напряжений в сжатом подкосе:

$$\sigma_{Rd\ max} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20.0\text{ МПа}$$

$$\sin 2\theta = \frac{F_{Ed}}{b_w \cdot (d - a_c) \cdot \sigma_{Rd\ max}} = \frac{688.09}{0.4 \cdot (0.86 - 0.15) \cdot 20.0} \cdot 10^{-3} = 0.12 < 1$$

$$2 \cdot \theta = 173,1^\circ$$

Примечание: Следует обратить внимание, что значение угла $2 \cdot \theta$, может принимать значение от 0 до 180° . При вычислении угла следует принимать реально возможный угол θ при данных условиях задачи.

$$\theta = 86,55^\circ$$

так как $86,55^\circ > 68^\circ$, то принимаем $\theta = 68^\circ$

$$F_c = \frac{F_{Ed}}{\sin \theta} = \frac{688.09}{0.927} = 742,27\text{ кН}$$

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \cdot \sigma_{Rd\ max}} = \frac{742,27}{0,4 \cdot 20,0} \cdot 10^{-3} = 0.093\text{ м}$$

$a_n = a \cdot \sin \theta = 0,093 \cdot 0,927 = 0,086\text{ м} < 0,6\text{ м}$ - условие соблюдается.

$$z_0 = d - \frac{a/2}{\cos \theta} = 0.86 - \frac{0,093/2}{\cos 68^\circ} = 0,74\text{ м} > a_c = 0,15\text{ м}$$

Следовательно, расчеты подтвердили, что консоль является короткой.

Проверяем напряжения по вертикали:

$$a_v = a \cdot \cos \theta = 0,093 \cdot 0,375 = 0.035\text{ м}$$

$$f_c = \frac{F_c \cdot \cos\theta}{b_w \cdot a_v} = \frac{74227 \cdot 10^{-3} \cdot 0.375}{0.4 \cdot 0.035} = 19,88 \text{ МПа} \leq \sigma_{Rd \max} = 20.0 \text{ МПа}$$

Проверяем напряжения по горизонтали:

$$a_h = a \cdot \sin\theta = 0,093 \cdot 0,927 = 0,086 \text{ м}$$

$$f_c = \frac{F_c \cdot \sin\theta}{b_w \cdot a_h} = \frac{74227 \cdot 10^{-3} \cdot 0,927}{0.4 \cdot 0,086} = 20,0 \text{ МПа} \leq \sigma_{Rd \max} = 20.0 \text{ МПа}$$

В случае, если бы $f_c > \sigma_{Rd \max}$, следовало бы увеличить ширину сечения b_w

5.3.3. Расчет армирования консоли:

Расчет основной продольной арматуры консоли:

$$F_S = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} = 688,09 \cdot \frac{0.15}{0.74} = 139,48 \text{ кН}$$

$$A_{S,main} = \frac{F_S}{f_{yd}} = \frac{139,48 \cdot 10^{-3}}{435} \cdot 10^4 = 3,21 \text{ см}^2$$

Принимаем 1 «П-образный» хомут из арматуры $\varnothing 16$ мм класса S500

Общая площадь основной арматуры составит $2 \times 2,01 = 4,02 \text{ см}^2$

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани, и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагруженной плиты.

По требованиям раздела 8.4.4 [ТКП EN] определяется длина анкеровки

$$\alpha_1 = 0,7$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(40 - 16)}{16} = 0,775$$

$$\alpha_3 = 1$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 0,7$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,7$$

$$\eta_1 = 0,7; \eta_2 = 1,0 \text{ (при } \varnothing < 32 \text{ мм);}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot \frac{2,0}{1,5} = 2,1 \text{ МПа}$$

Определяем требуемую базовую длину анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \sigma_{sd}$ в прямом стержне при постоянном напряжении сцепления f_{bd} :

$$l_{b,rqd} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435 \cdot \frac{321}{402}}{2,1} = 620,3 \text{ мм}$$

$$l_{b,min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 620,3 = 186 \text{ мм} \\ 10 \cdot 16 = 160 \text{ мм} \\ 100 \text{ мм} \end{array} \right.$$

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 620,3 = 213 \text{ мм} > l_{b,min} = 186 \text{ мм}$$

Принимаем требуемую длину анкеровки, равной 250 мм (рис. 5.11).

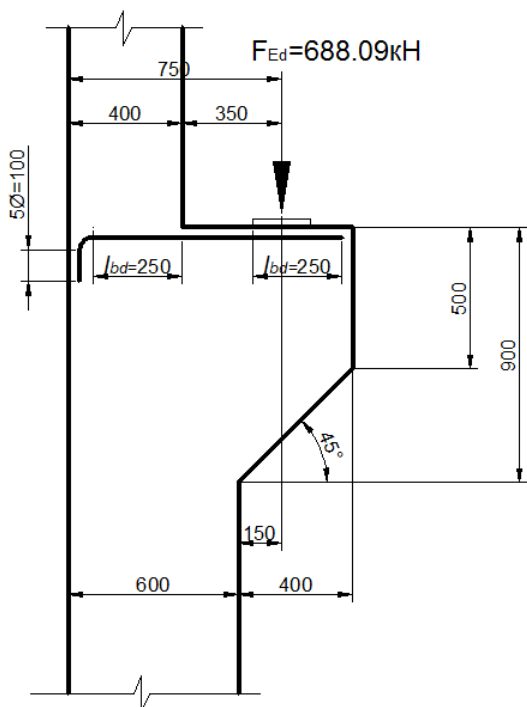


Рис. 5.11 - Анкеровка основной продольной арматуры консоли

Подбор горизонтальных хомутов консоли:

$$a_c = 0,15\text{ м} < 0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot 0,9\text{ м} = 0,45\text{ м}$$

$$\Sigma A_{s.ink} = k_1 \cdot A_{s.main} = 0,25 \cdot 4,02 = 1,01\text{ см}^2$$

Однако, из условия свариваемости с основной продольной арматурой колонны ($\varnothing 25\text{ мм}$), принимаем наименьший возможный диаметр арматуры горизонтальных хомутов $\varnothing 8\text{ мм}$. Окончательно принимаем 4 «П-образных» хомута из арматуры $\varnothing 8\text{ мм}$ класса S500, расположенные по высоте консоли (рис. 5.12)

Общая площадь горизонтальных хомутов составит
 $8 \times 0,503 = 4,02 \text{ см}^2$

Подбор вертикальной арматуры консоли:

Так как $a_c = 0,15 \text{ м} < 0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot 0,9 \text{ м} = 0,45 \text{ м}$ то вертикальная арматура консоли не требуется.

Для объединения горизонтальных хомутов конструктивно принимаем вертикальные гнутые хомуты $4\varnothing 8 \text{ мм}$ класса S500

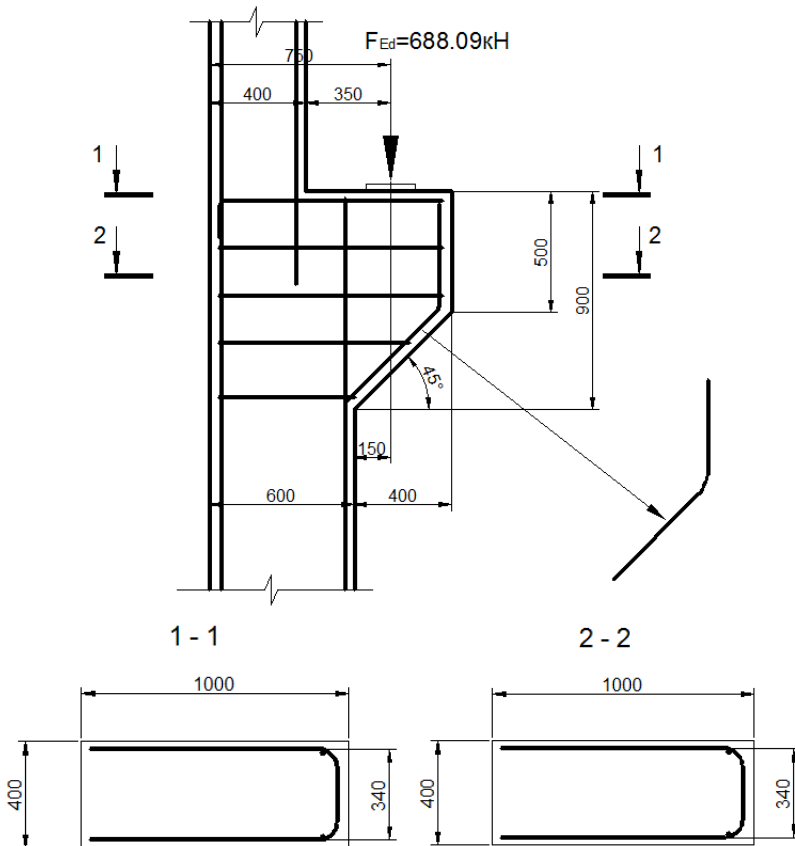


Рис. 5.12 - Схема армирования консоли

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011* (02250) Еврокод / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 86 с.
2. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2016. – 38 с.
3. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 40 с. – С изменениями 1, 2.
4. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 132 с.
5. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием: ТКП EN 1991-3-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 73 с
6. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие /А. Б. Гольшев и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будивэльник, 1990. – 544 с.

8. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест, БГТУ, – 2003. – 380 с.
9. Васильев Б. Ф., Розенблюм А. Я. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий. // Расчет и конструирование. – М., Стройиздат, 1974. – 195с.
10. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования: СТБ EN 13369-2012 / Госстандарт. – Минск, 2013. – 57 с.
11. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1704-2012 / Госстандарт. – Минск, 2012. – 16 с.
12. Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelazobetonowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. –Arkady, Warszawa, 20000-547 s.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица П.1

Классы условий эксплуатации конструкций и индикативные классы бетона по прочности на сжатие (по данным табл. 4.1N [6])

Класс	Описание окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации	Индикативный класс бетона по прочности на сжатие
Отсутствие риска коррозии и химического воздействия			
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением замораживания-оттаивания, износа (истирания) или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо.	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха	$C^{12}/_{15}$
Коррозия, вызванная карбонизацией			
XC1	Сухо или постоянно влажно	Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно погруженный в воду	$C^{20}/_{25}$
XC2	Влажно, редко сухо	Поверхности бетона, длительное время смоченные водой. Большинство фундаментов	$C^{25}/_{30}$
XC3	Средняя влажность	Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе	$C^{30}/_{37}$
XC4	Попеременно влажно и сухое	Поверхности бетона, смоченные водой, которые не вошли в класс XC2	$C^{30}/_{37}$

Таблица П.2

Минимальная толщина защитного слоя из условия обеспечения долговечности $c_{min,dur}$, мм (по данным табл. 4.4N [6])

Вид арматуры	Класс условий эксплуатации [4, табл. 4.1N]			
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4
Арматурная сталь по СТБ EN 10080-2011	10	15	25	30
Напрягаемая сталь	10	25	35	40

Таблица П.3

Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012 [11]

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (мм ²) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S500 с профилем по рисункам		
												1 и 4	2	3
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090			+	+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139			+	+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+		
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+		
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+		
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+		
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+		

Таблица П.4 (по данным таблицы 3.1 [6])

Прочностные и деформационные характеристики бетона

Классы прочности бетона											Аналитическая зависимость/ пояснение
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	—
$f_{ck, cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	—
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$, Квантиль 5%
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$, Квантиль 95%
E_{cm} , МПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$, f_{cm} в МПа
ϵ_{c1} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	
ϵ_{cu1} , ‰										3,2	
ϵ_{c2} , ‰										2,0	
ϵ_{cu2} , ‰										3,5	
η										2,0	
ϵ_{c3} , ‰										1,75	
ϵ_{cu3} , ‰										1,8	
										3,5	
										3,1	

Таблица П.5

Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения при расчете элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Область деформирования \ Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = \frac{x}{d}$	α_c	$\eta = \frac{z}{d}$	α_m	$\varepsilon_c(+)$	$\varepsilon_c(-)$
1	2	3	4	5	6	7
Область 1а	0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0
	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31	
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53	
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75	
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99	
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24	
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49	
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	
	0,15	0,093	0,945	0,088	1,76	
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	
Верхний предел для области 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1б	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	
Верхний предел для области 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0

Продолжение таблицы П.5

1	2	3	4	5	6	7
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200		9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213		8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225		7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236		6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248		6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259		5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270		5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281		4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291		4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301		4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311		3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321		3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330		3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339		2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348		2,75
	0,58	0,470	0,759	0,356		2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364		2,33
ξ_{lim} при $f_{yd} = 435$ МПа	0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57

Окончание таблицы П.5

1	2	3	4	5	6	7
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456		0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460		0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463		0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467		0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473		0,00
Область 3б	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		-0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483		-0,32
Область 4 при $\beta_h = 1,10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	-0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	-0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	-1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	-1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	-1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	-1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	-1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	-1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	-1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	-1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	-1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	-1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	-1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	-1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	-1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	-1,77
6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	-1,81	
8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	-1,86	
10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	-1,89	
∞	1,100	0,450	0,495	2,00	-2,00	

Таблица П.6

Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше $C^{50/60}$)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона, ε_{cc} , ‰	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна, при ε_{cc} в ‰, МПа	Относительная деформация растянутой арматуры, ε_{s1} в ‰	Относительная деформация сжатой арматуры, ε_{s2} в ‰
1a	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \cdot \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - \xi_1/d}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	f_{ca}	10	$10 \frac{\xi - \xi_1/d}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	f_{ca}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \xi_1/d}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	f_{ca}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \xi_1/d}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	f_{ca}	$\frac{14(\xi-1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14(\xi - \xi_1/d)}{7\xi - 3\beta_h}$

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{Z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
1а	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$

4	$1 - \rho_4 \frac{4}{21},$ где $\rho_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h} \right)^2$	$\beta_h \left(1 - \rho_4 \frac{17}{21} \right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1 - \rho_4 \frac{16}{49}}{1 - \rho_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - \rho_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49} \beta_h \right) \right)$
---	--	---	--	--

Таблица П.7

Коэффициенты ξ , η , α_m для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного профиля с укороченной
прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375			

Таблица П.8

Расчетные длины колонн одноэтажных зданий

Характеристика здания и колонн				Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости			
				поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады		
					при наличии		при отсутствии
					связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор		
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
			Неразрезных	$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$	
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$	
			Неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$	
		Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H_1$	$1,2H$
			Многопролетных	$1,2H$	$0,8H_1$	$1,2H$	
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Разрезных	$2,5H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
				Неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
		Верхняя часть колонн	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$	
			Многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$	
				$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$	

		Колонны постоянного сечения зданий	Однопролетных	1,5H	0,8H	1,2H
			Многопролетных	1,2H	0,8H	1,2H
Эстакады	Крановые	При подкрановых балках	Разрезных	2,0H ₁	0,8H ₁	1,5H ₁
			Неразрезных	1,5H ₁	0,8H ₁	H ₁
	Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением	Шарнирном	2,0H	H	2,0H
			Жестком	1,5H	0,7H	1,5H
<p><i>Примечание</i> — При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной H_2.</p> <p>H — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;</p> <p>H_1 — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;</p> <p>H_2 — высота надкрановой части колонны от ступени (консоли) колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.</p>						