

3 9 7
2-3
МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО
И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ РСФСР

ИВАНОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

Кафедра строительных конструкций

ДЕРЕВЯННЫЕ КОЛОННЫ ЦЕЛЬНОГО И СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности 29.03

«ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО»

всех форм обучения

(ПОДЛЕЖИТ ВОЗВРАТУ)

Иваново 1989

397

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ РСФСР

ИВАНОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ДЕРЕВЯННЫЕ КОЛОННЫ
ЦЕЛЬНОГО И СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЙ

Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности 29.03 "Промыш-
ленное и гражданское строительство"
всех форм обучения

БИБЛИОТЕКА
Ивановского инженерно-
строительного
института

Иваново 1989

Фрл.
27

7706

Составитель С.А.МАЛБИЕВ

УДК 624.011.2

Деревянные колонны цельного и составного сечений: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 29.03 всех форм обучения / Иванов. инж.-строит.ин-т; Сост. С.А.Малбиев. Иваново, 1989, 29с.

В методических указаниях приводится методика расчета и конструирования деревянных колонн цельного и составного сечений для курсового и дипломного проектирования студентами специальности 29.03 "Промышленное и гражданское строительство" всех форм обучения.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОЛОНН ДЛЯ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННОГО И СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ.....	5
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОЛОНН РАМНЫХ ПОПЕРЕЧНИКОВ.....	5
2.1. Колонны цельного сечения из клееной древесины.....	9
ПРИМЕР 1. Расчет колонны цельного сечения двухшарнирной рамы промышленного здания.....	13
2.2. Колонны составного сечения из брусьев.....	20
ПРИМЕР 2. Расчет колонны составного сечения двухшарнирной рамы сельскохозяйственного здания.....	23
3. МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ДРЕВЕСИНЫ ОТ ГНИЕНИЯ И ВОЗГОРАНИЯ.....	28
ЛИТЕРАТУРА.....	29

ВВЕДЕНИЕ

Деревянные колонны являются конструктивными элементами рамных поперечников одноэтажных каркасных зданий промышленного и сельскохозяйственного назначения. К таким зданиям можно отнести помещения для ремонта и хранения сельскохозяйственной техники, склады минеральных удобрений, деревообрабатывающие, лесозаготовительные цеха и другие. Здания могут быть оборудованы подвесными, напольными или мостовыми кранами.

При проектировании деревянных колонн следует помнить, что они должны быть сплошного массивного сечения, так как сквозные колонны решетчатого типа имеют низкий предел огнестойкости. В качестве материалов целесообразно использовать древесину сосны или ели, а также другие породы в соответствии с рекомендациями СНиП /1/.

В конструктивном отношении деревянные колонны работают как сжатно-изогнутые стержни под воздействием продольных и поперечных (например, ветровой) нагрузок. Поэтому по высоте поперечного сечения древесина должна быть, как правило, не ниже 2 сорта с расчетным сопротивлением на сжатие $R_c = 15 \text{ МПа}$.

Все стальные элементы деревянных колонн должны быть приняты в соответствии со СНиП /3/ по проектированию стальных конструкций, там же принимаются расчетные сопротивления стали и соединений стальных элементов.

Поскольку максимальная длина пиломатериалов равна 6,5 м, а высота колонн в основном превышает этот размер, доски по длине наращиваются с помощью соединения "зубчатый шип" на клею /8/, допускается их соединение "впритык" также на клею. Для неклееных колонн высота не должна превышать 6,5 м.

Древесина и металлические детали должны быть защищены от загнивания, коррозии и возгорания в соответствии с требованиями СНиП /1,3,5,6/.

1. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОЛОНН ДЛЯ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННОГО И СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Различают следующие основные типы деревянных колонн каркасных зданий: клеодощатые массивного сечения, клефанерные коробчатые, решетчатые с узлами на болтах и составные из брусьев на податливых связях (рис.1).

Выбор типа колонны зависит от размеров здания, величины нагрузок, назначения, других факторов. Особенности здания определяют проектные требования к конструкциям колонн, огнестойкости, архитектурной выразительности. Следует также учитывать экономические факторы, условия изготовления, транспортирования.

Клеодощатые колонны прямоугольного сечения (рис.1,а,б,в) наиболее технологичны в изготовлении, не ограничены по высоте, имеют самый высокий предел огнестойкости по сравнению с колоннами других конструкций. Колонны типа 1,б применяются реже, чем типа 1,а, так как они более трудоемки в изготовлении, однако в некоторых случаях могут быть предпочтительнее при соответствующем обосновании. Колонны типа 1,в применяются крайне редко, только в случаях использования мостовых кранов грузоподъемностью не более 5 тс.

Наименьшей материалоемкостью обладают клефанерные и решетчатые колонны (рис.1,г,ж). Они обладают высокой жесткостью и прочностью при малой массе, то же относится к колоннам на прокладках (рис.1,е), однако они не отвечают требованиям пожарной безопасности.

Таким образом, наиболее целесообразно в деревянных каркасных зданиях применять колонны по схемам рис.1,а и д.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОЛОНН РАМНЫХ ПОПЕРЕЧНИКОВ

Колонны одноэтажных каркасных зданий, жестко закрепленные в железобетонных фундаментах и шарнирно соединенные с ригелем покрытия, образуют основную несущую конструкцию поперечной рамы. На раму действует система вертикальных и горизонтальных нагрузок /14/. При работе рамы на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, в связи с большой разницей в жесткостях ригеля и колонн (EJ ригеля $\gg EJ$ колонны), изгибающие моменты в колоннах практически не возникают. Следовательно, вертикальные нагрузки от покрытия при центральном опирании его на колонны вызывают

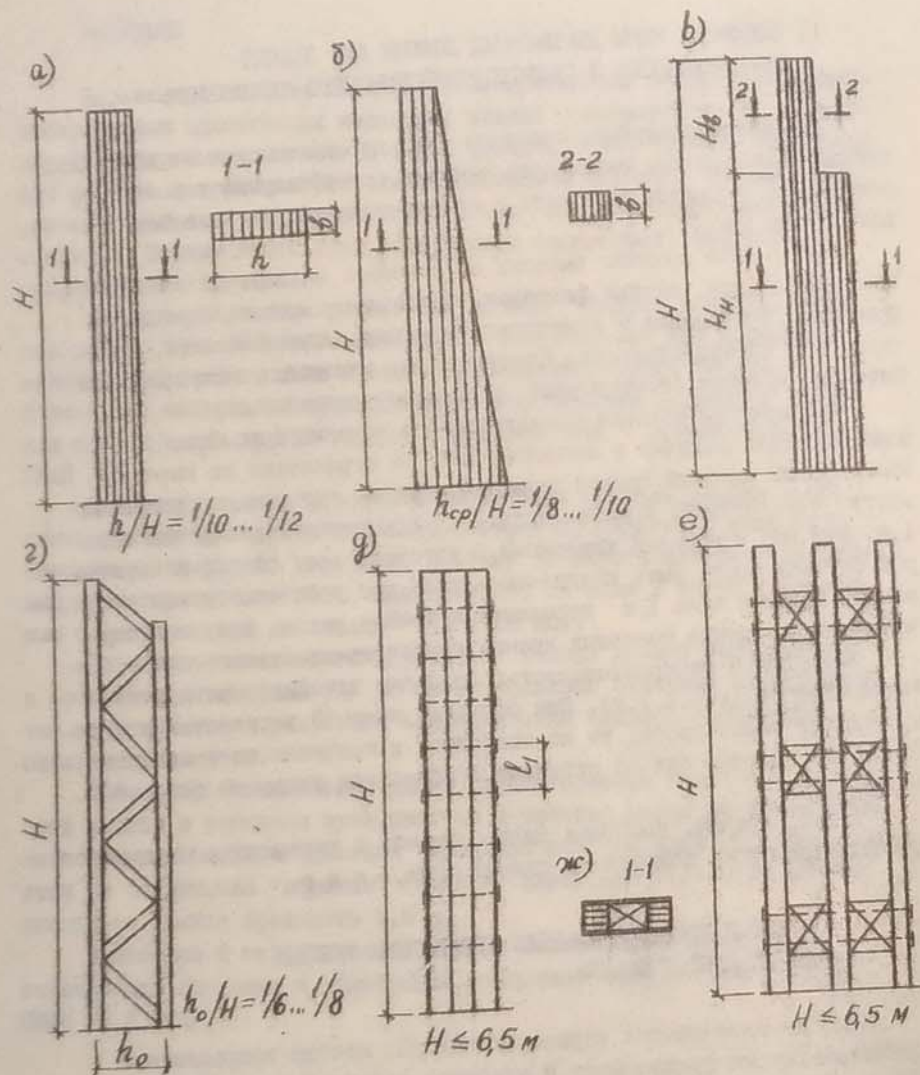


Рис. 1. Основные типы деревянных колонн:
 а) клееные постоянного сечения; б) — то же, переменного сечения; в) клееные ступенчатые для рам зданий, оборудованных мостовыми кранами; г) решетчатые из досок или брусков; д) составного сечения из брусков без прокладок; е) то же, с прокладками; ж) клефанерные коробчатого сечения

в последних только сжимающие усилия. При действии горизонтальных нагрузок колонны, шарнирно соединенные с ригелем, работают совместно и рама является один раз статически неопределимой. Расчет рамы производится по правилам строительной механики, при этом за лишнюю неизвестную принимают силу X , приложенную на уровне оси нижнего пояса ригеля (фермы) или низа балки /14/.

Расчет колонны рамного поперечника производится как сжато-изгибаемый элемент. Проверка прочности по нормальным напряжениям производится по формуле

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{расч}} \leq R_c \cdot m_H, \quad (2.1)$$

где N — расчетная продольная сила;
 $F_{расч} \cdot W_{расч}$ — соответственно расчетные площадь и момент сопротивления поперечного сечения колонны;
 M — изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;
 ξ — коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный изгибающий момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр} \cdot m_H}, \quad (2.2)$$

$m_H = 1, 2$ — коэффициент условий работы при действии ветровой нагрузки к расчетному сопротивлению древесины сжатию $R_c / 1$.

Коэффициент продольного изгиба φ определяется по следующим формулам в зависимости от гибкости λ :

— при гибкости элемента $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - 0,8(\lambda / 100)^2; \quad (2.3)$$

— при гибкости элемента $\lambda > 70$

$$\varphi = 3000 / \lambda^2; \quad (2.4)$$

R_c — расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон /1/;

$F_{бр}$ — площадь сечения брутто.

Проверка прочности по скалывающим напряжениям производится по формуле

$$\frac{Q \cdot S_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot \xi \cdot b_{\text{расч}}} \leq R_{\text{ск}} \cdot m_n, \quad (2.5)$$

где Q - расчетная поперечная сила в основании колонны (правой, левой):

$$Q = Q_0 \pm X; \quad (2.6)$$

Q_0 - поперечная сила в колонне, работающей как консоль, от нагрузок q_1 , W_1 и q_2 , W_2 ;
 $S_{\text{бр}}$ - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;
 $J_{\text{бр}}$ - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$b_{\text{расч}}$ - расчетная ширина сечения элемента;

$R_{\text{ск}}$ - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

Расчетная длина колонны, заземленной в фундаменте, принимается равной $l_0 = 2,2l$, где l - длина колонны. Радиус инерции поперечного сечения $r_x = 0,289h$, где h - высота сечения колонны.

Расчет колонны на устойчивость из плоскости рамы производится как центрально-сжатого элемента длиной, равной расстоянию между точками закрепления вертикальными связями. Как правило, кроме верха и низа колонны закрепление производится в средней части. При этом закрепление верха колонны и соединение с фундаментом считаются шарнирными.

Расчет на устойчивость из плоскости рамы производится без учета ветровой нагрузки по формуле

$$\frac{N}{\varphi F_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.7)$$

Соединение колонн с фундаментами осуществляется при помощи деревянных накладок, прикрепляемых к колоннам болтами, уголков и натяжных анкеров, заделанных в фундамент. Расчет анкеров производится на невыгодное загрузку для опирания колонны, т.е. только на собственный вес конструкции и ветровую нагрузку. Величину растягивающего усилия в анкере приближенно можно определить по формуле (2.8).

$$N_0 = \frac{M}{e \cdot \xi}, \quad (2.8)$$

где M - изгибающий момент у основания колонны;

e - плечо реактивной пары сил, равное расстоянию между осью растянутого анкера и центром тяжести эпюры сжимающих напряжений в основании колонны.

Варианты креплений колонн к фундаментам даны в /14/.

При подсчете ветровой нагрузки на колонну учитывается нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки ω_m на высоте z над поверхностью земли, которое определяется по формуле

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c, \quad (2.9)$$

где ω_0 - нормативное значение ветрового давления в зависимости от района строительства, Па (кгс/м²);

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; для местности типа А (открытые побережья морей, озер и водохранилищ; пустыни; степи; лесостепи; тундра) при $z \leq 5$ м $k = 0,75$; при $z = 10$ м $k = 1,0$, при $z = 20$ м $k = 1,25$;

c - аэродинамический коэффициент, принимаемый равным с наветренной стороны $c_e = +0,8$, с подветренной - в соответствии с указаниями приложения 4 СНиП /2/.

Погонная расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонну с наветренной стороны q_1 определяется по формуле

$$q_1 = \omega_m \cdot B \cdot \gamma_f, \quad (2.10)$$

где B - шаг рам;

$\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Аналогично определяется ветровая нагрузка q_2 с подветренной стороны с учетом коэффициента c_{e3} для расчета рамы и колонны /14/. Расчетная схема колонны приведена в /14/.

2.1. Колонны цельного сечения из клееной древесины

Клеодощатые колонны цельного сечения изготавливают преимущественно из досок сосны толщиной после острожки, как правило, не более 33 мм. Для склеивания применяют фенольные клеи марок КБ-3, ФРД-50, ФР-100, КФ-1 и другие. По длине доски соединяются в скатой зоне сечения "впритык", в растянутой при изгибе - на "зубчатый шп".

Высоту сечения колонны рекомендуется принимать $h = 1/16 \dots 1/12$ длины колонны, ширину - $b = h/4 \dots h/2$.

Сечение колонны подбирается методом последовательного приближения на воздействие наиболее невыгодного сочетания нагрузок. Максимальное усилие возникает в месте соединения колонны с фундаментом при действии снеговой, ветровой нагрузок и собственного веса. В зданиях с подъемно-транспортным оборудованием дополнительно учитываются крановые нагрузки на колонны. Расчет колонны производится как сжато-изогнутого стержня.

Наибольшая трудоемкость в расчете возникает в подборе анкерных креплений. Последние конструируются по симметричной схеме и предусматриваются со стороны растянутой и сжатой зоны, поскольку возможна перемена знака изгибающего момента при, например, изменении направления ветра. Подбор сечения анкерных креплений и проверка прочности сечения колонны в месте соединения с фундаментом (рис.2) производится в зависимости от величины эксцентриситета $e_0 = M/\xi \cdot N$.

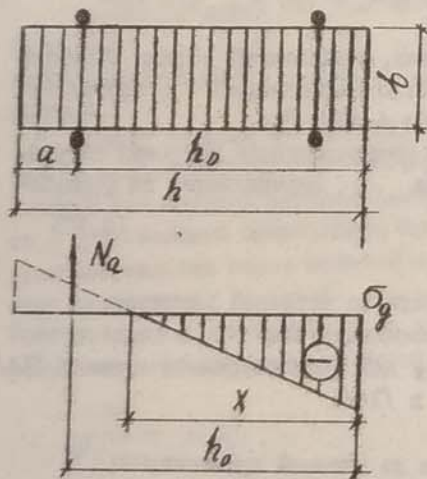


Рис.2. Анкеровка колонны с помощью металлических стержней

$$N_0 = N(e_0 - h/2 + x/3) / (h_0 - x/3), \quad (2.II)$$

где $x = h[(1+h)/6 e_0] / 2$ - высота сжатой зоны сечения;
 $h_0 = h + a$ - расстояние от центра тяжести анкерных сечений до сжатой грани колонны (рис.2);
 a - расстояние от центра тяжести анкерных креплений до ближайшей к ним грани колонны.

Площадь сечения анкерных креплений со стороны растянутой зоны сечения колонны определяется из условия,

$$F_a \geq N_0 / R_a, \quad (2.I2)$$

где R_a - расчетное сопротивление растяжению стальных анкеров (принимается по СНиП /3/).

Проверка прочности сечения колонны в месте соединения с фундаментом производится в следующей последовательности.

Сначала находятся возможные предельные значения осевого усилия N_1 и N_2

$$N_1 = b h_0 R_{cm} [2(1 + T_0/A)] - T_0; \quad N_2 = b h R_{cm} / 2, \quad (2.I3)$$

где $T_0 = F_a \cdot R_a$ - несущая способность анкерного крепления;

$$A = 20 \cdot F_a \cdot R_{cm};$$

R_{cm} - расчетное сопротивление древесины смятию.

Если $N \leq N_1$, то прочность сечения обеспечена

$$\text{при } Ne = (N + T_0) (h_0 - x/3), \quad (2.I4)$$

где $e = e_0 + h_0 - h/2$;

$$x = B (\sqrt{1 + 2 h/B} - 1);$$

$$B = 20 \cdot F_a \cdot (N + T_0) / (b \cdot T_0).$$

Если $N_1 < N < N_2$, то прочность сечения обеспечена

$$\text{при } Ne < 1/2 b \cdot x (h_0 - x/3) R_{cm}, \quad (2.I5)$$

где $x = [N - A + \sqrt{(N - A)^2 + 2ABh_0R_{cm}}] / (b \cdot R_{cm})$.

Высоту сжатой зоны сечения x можно определить из кубического уравнения

$$Ax^3 + Bx^2 + Cx + D = 0, \quad (2.I6)$$

где $A = -2 N b / 3$; $B = -2 N b (e_0 - h/2)$;

$$C = -80 N F_a [e_0 + (h \pm 2a) / 2];$$

$$D = 80 N F_a [e_0 + (h \pm 2a) / 2] (h \pm a) \quad \text{или}$$

$$x^3 + \tau x^2 + Sx + t = 0, \quad (2.I7)$$

где $\tau = B/A$; $S = C/A$; $t = D/A$.

Делая в уравнении (2.17) замену неизвестного $y = x + (z/3)$, получаем приведенное уравнение

$$y^3 + P \cdot y + q = 0, \quad (2.18)$$

где $P = \frac{3S - z^2}{3}$, $q = \frac{2z^3}{27} - \frac{zS}{3} + t$.

Согласно формуле Кардано, одно действительное решение

$$y = u + v, \quad (2.19)$$

где $u = \sqrt{-(q/2) + \sqrt{D}}$; $v = \sqrt{-(q/2) - \sqrt{D}}$;

$$D = (P/3)^3 + (q/2)^2.$$

Окончательно получим $x = y - (z/3)$, (2.20)

Напряжения растяжения в анкерном креплении и крайние напряжения смятия в древесине проверяются по формулам:

$$\sigma_a = N(e_0 - h/2 + x/3) / [F_a(h_0 - x/3)] \leq R_a;$$

$$\sigma_g = 2N(e_0 + h_0 - h/2) / [b x (h_0 - x/3)] \leq R_{см}.$$

При проектировании соединений деревянных клееных колонн с фундаментами на металлических анкерах должны учитываться требования огнестойкости и антикоррозионной защиты в соответствии с указаниями СНиП /5,5/.

Расчет сопряжения ригеля с колонной заключается в проверке сжимающих напряжений верха колонны. Если в качестве ригеля применяется клееноблочная балка, опирающаяся практически по всей площади сечения колонны /10, рис.145/, то напряжения смятия можно не проверять, так как по СНиП /1/ расчетные сопротивления древесины сжатию и смятию одинаковы, а сечение принято из условия обеспечения прочности и устойчивости при воздействии сжимающих и изгибающих напряжений. Если же в качестве ригеля использована ферма, опирающаяся на колонну, как правило, через обвязочный брус /9, рис.68/, а он опирается в свою очередь на колонну не по всей площади поперечного сечения, то следует найти площадь опирания, и разделив на нее сжимающую нагрузку N , сравнить полученное напряжение с $R_{см} = 150 \text{ кгс/см}^2$.

ПРИМЕР I. Расчет колонны цельного сечения двухшарнирной рамы промышленного здания

Требуется подобрать сечение и анкерные крепления клееноблочной колонны рамы промышленного здания. Высота колонны $H = 8,0 \text{ м}$, шаг рам $B = 6,0 \text{ м}$. Здание расположено в районе г.Свердловска. Пролет рамы $L = 24 \text{ м}$, длина здания $\ell = 11B = 11 \cdot 6 = 66 \text{ м}$. П а т р у з к и. Вертикальные нагрузки от ригеля, приложенные по оси колонны: постоянная, включая вес колонны $N_n = 5000 \text{ кгс}$; временная (снеговая) $N_s = 7600 \text{ кгс}$. Передачу нагрузки от собственного веса стенового ограждения предусматриваем на фундамент.

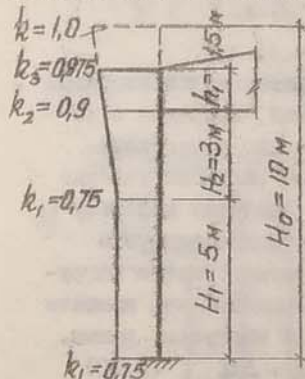


Рис.3. К определению коэффициентов k_i

Определим по интерполяции коэффициенты k_i , учитывая изменение ветрового давления по высоте (рис.3).

При высоте ригеля на опоре $h_1 = 1,5 \text{ м}$ полная высота рамы составляет $H_p = H + h_1 = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ м}$, что на $0,5 \text{ м}$ меньше высоты, при которой $k = 1,0 / 2$.

По интерполяции $k_2 = k_1 + (k - k_1) \frac{H_2}{H_0 - H_1} = 0,75 + (1,0 - 0,75) \frac{3}{10 - 5} = 0,9$;

$k_3 = k_1 + (k - k_1) \frac{H_2 + h_1}{H_0 - H_1} = 0,75 + (1,0 - 0,75) \cdot \frac{3 + 1,5}{10 - 5} = 0,975$.

Свердловск находится в III ветровом районе, для которого нормативное значение ветрового давления составляет $w_0 = 38 \text{ кгс/м}^2/2/$. По формуле (2.10) с учетом (2.9) с наветренной стороны /14/ интенсивность ветровой нагрузки на высоте $H_1 = 5 \text{ м}$

$$q_1 = 38 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 6,0 \cdot 1,4 = 191,52 \text{ кгс/м};$$

то же, на высоте $H = 8 \text{ м}$

$$q_2 = 38 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 6,0 \cdot 1,4 = 229,824 \text{ кгс/м}.$$

Сосредоточенную ветровую нагрузку W_1 на уровне низа ригеля /14/ определим по формуле

$$W_1 = w_0 \frac{k_2 + k_3}{2} \cdot c_e \cdot h_1 \cdot B \cdot \gamma_f = 38 \left[\frac{0,9 + 0,975}{2} \right] 0,8 \cdot 1,5 \cdot 6,0 \cdot 1,4 = 359,1 \text{ кгс}. \quad (2.21)$$

Так как отношение длины здания к пролету составляет $66/24=2,75 > 2$, $H/L = 8/24 = 1/3 < 0,5$, то в соответствии с указаниями СНиП /2/ значение аэродинамического коэффициента с подветренной стороны рамы будет равно $C_{e3} = -0,5$.

Тогда с подветренной стороны интенсивность ветровой нагрузки на высоте $H = 5$ м будет равна

$$q_1' = 38 \cdot 0,75 \cdot 0,5 \cdot 6,0 \cdot 1,4 = 119,7 \text{ кгс/м};$$

то же на высоте $H = 8$ м

$$q_2' = 38 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 6,0 \cdot 1,4 = 143,64 \text{ кгс/м}.$$

Сосредоточенная ветровая нагрузка по формуле (2.21)

$$W_2 = 38 (0,9 + 0,975) / 2 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 6,0 \cdot 1,4 = 224,44 \text{ кгс}.$$

Подсчет изгибающего момента в заделке от равномерной ветровой нагрузки, распределенной по закону ломаной прямой, сопряжен с неудобствами и определенными трудностями. Это связано с необходимостью определения центра тяжести трапециевидной эпюры на участке колонны выше $H_1 = 5$ м. Поэтому на практике в расчетах используется эквивалентная равномерно распределенная ветровая нагрузка интенсивностью $q_{э\text{кв}}$ на высоте H до низа ригеля вместо нагрузок q_1 и q_2 (рис.4). При определении $q_{э\text{кв}}$ принято, что моменты в заделке колонны от эквивалентной и фактической нагрузок, равны.

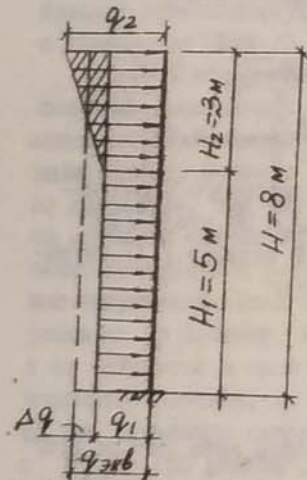


Рис.4. К определению нагрузки $q_{э\text{кв}}$ с наветренной стороны

Примем, что $q_{э\text{кв}} = q_1 + \Delta q$. (2.22)

Тогда $M_{\Delta q} = M_{q_2 - q_1}$ или

$$\frac{\Delta q H^2}{2} = \frac{1}{2} (q_2 - q_1) H_2 \left(H_1 + \frac{2}{3} H_2 \right),$$

откуда

$$\Delta q = (q_2 - q_1) H_2 \left(H_1 + \frac{2}{3} H_2 \right) / H^2 \quad (2.23)$$

Учитывая, что $q_2 = k_2 q_1 / k_1 = 0,9 / 0,75 = 1,2 q_1$,

после подстановки в (2.23), получим:

$$\Delta q = (1,2 q_1 - q_1) 3 \left(5 + \frac{2}{3} \cdot 3 \right) / 8^2 = 0,0656 q_1.$$

Подставив полученное значение в (2.22), найдем

$$q_{э\text{кв}} = 1,0656 q_1 = 1,0656 \cdot 119,7 = 204,1 \frac{\text{кгс}}{\text{м}}.$$

Аналогично определим $q'_{э\text{кв}}$ для правой колонны с подветренной стороны. Нетрудно заметить, что в этом случае $\Delta q' = \Delta q$. Тогда, аналогично формуле (2.22), $q'_{э\text{кв}} = 1,0656 q_1' = 1,0656 \cdot 119,7 = 127,6 \text{ кгс/м}$. Из вышеприведенных расчетов следует, что

$$W_2 = \frac{C_{e3}}{C_e} W_1 = \frac{0,5}{0,8} W_1 = 0,625 W_1;$$

$$q_{э\text{кв}} - q'_{э\text{кв}} = 1,0656 (q_1 - q_1') = 1,0656 (1 - 0,625) q_1 = 0,4 q_1.$$

Неизвестное усилие в ригеле рамы определим по формуле (5)/14/

$$X = \frac{3}{16} H (q_{э\text{кв}} - q'_{э\text{кв}}) + \frac{W_1 - W_2}{2} = \frac{3}{16} \cdot 0,4 q_1 H + \frac{1 - 0,625}{2} W_1 =$$

$$= \frac{3}{16} \cdot 0,4 \cdot 8 \cdot 119,7 + \frac{0,375}{2} \cdot 359,1 = 114,8 + 67,33 = 182,13 \text{ кгс}.$$

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛОННЫ

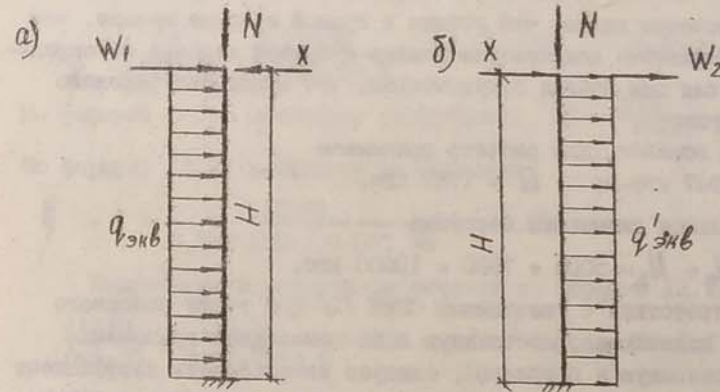


Рис.5. Расчетная схема колонны:

а) левой с наветренной стороны;

б) правой с подветренной стороны

Изгибающий момент у основания левой колонны

$$M_A = (W_1 - X) H + \frac{q_{э\text{кв}} H^2}{2} = (359,1 - 182,13) 8 + \frac{204,1 \cdot 8^2}{2} =$$

$$= 7947 \text{ кгс.м};$$

изгибающий момент у основания правой колонны

$$M_{np} = (W_2 + X) H + \frac{q_2' \cdot H^2}{2} = (224,4 + 182,13) \cdot 8 + \frac{127,6 \cdot 8^2}{2} = 7336 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Поперечная сила у основания левой колонны (рис.4)

$$Q_L = W_1 - X + q_1 H + \frac{1}{2} (q_2 - q_1) H_2 = 359,1 - 182,13 + 191,52 \cdot 8 + \frac{1}{2} (229,824 - 191,52) \cdot 3 = 1767 \text{ кгс};$$

поперечная сила у основания правой колонны

$$Q_{np} = W_2 + X + q_1' H + \frac{1}{2} (q_2' - q_1') H_2 = 224,44 + 182,13 + 119,7 \cdot 8 + \frac{1}{2} (143,64 - 119,7) \cdot 3 = 1400 \text{ кгс}.$$

Из расчетов видно, что усилия в правой колонне меньше, чем в левой. Студентам допускается усилия в правой колонне не определять, так как они всегда будут меньше, что продемонстрировано в данном примере.

Таким образом, для расчета принимаем

$$M_0 = 7947 \text{ кгс}\cdot\text{м}; \quad Q = 1767 \text{ кгс}.$$

Продольная сжимающая нагрузка

$$N_0 = N_n + N_s = 5000 + 7600 = 12600 \text{ кгс}.$$

В соответствии с указаниями СНиП /2/ при учете основного сочетания, включающего постоянную и не менее двух временных нагрузок (снеговую и ветровую), следует использовать коэффициент сочетания $\Psi = 0,9$. Тогда расчетное значение изгибающего момента будет равно

$$M = \Psi M_0 = 0,9 \cdot 7947 = 7152,3 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

расчетное значение сжимающей нагрузки

$$N = N_n - \Psi N_s = 5000 + 0,9 \cdot 7600 = 11840 \text{ кгс}.$$

КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Принимаем колонну прямоугольного постоянного по высоте сечения из 16 слоев досок толщиной 3,3 см после острожки (из досок толщиной 40 мм) шириной 16,7 см после острожки (из досок шириной 175 мм (рис.6).

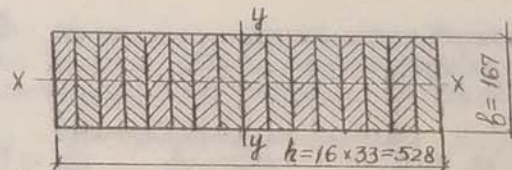


Рис. 6. Сечение колонны

Тогда $h = 16 \times 3,3 = 52,8 \text{ см}; \quad b = 16,7 \text{ см};$ площадь сечения $F = b \cdot h = 16,7 \cdot 52,8 = 881,76 \text{ см}^2.$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16,7 \cdot 52,8^2}{6} = 7759,5 \text{ см}^3;$$

$$y_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{W_y \cdot h}{2} = \frac{7759,5 \cdot 52,8}{2} = 204850,5 \text{ см}^4.$$

Определяем гибкость колонны в плоскости изгиба

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{2,2 \cdot 800}{0,289 \cdot 52,8} = 115 < \lambda_{np} = 120 / I/.$$

По формуле (2.4) вычисляем коэффициент $\varphi = \frac{3000}{115^2} = 0,227.$

По формуле (2.2) вычисляем коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{11840}{0,227 \cdot 150 \cdot 1,2 \cdot 881,76} = 0,67.$$

Напряжения в поперечном сечении по формуле (2.1)

$$\frac{11840}{881,76} + \frac{715230}{0,67 \cdot 7759,5} = 151 \text{ кгс}/\text{см}^2 < R_c = 150 \cdot 1,2 = 180 \text{ кгс}/\text{см}^2.$$

Проверяем сечение колонны из плоскости изгиба относительно оси X-X (рис.6) по формуле (2.7). Поскольку ветровая нагрузка в этом случае не учитывается, расчетная сжимающая нагрузка будет равна $N_0 = 12600 \text{ кгс}.$

Определим требуемое расстояние по высоте колонны между узлами вертикальных связей исходя из предельной гибкости $\lambda_{np} = 120.$

$$l_{0x} = \lambda_{np} \cdot r_x = 120 \cdot 0,289 \cdot 16,7 = 580 \text{ см}.$$

Разбиваем высоту колонны на две равные части с длиной

$$l_{0x} = 800/2 = 400 \text{ см}. \quad \text{Тогда гибкость } \lambda_x = l_{0x} / 0,289 \cdot b = 400 / 0,289 \cdot 16,7 = 83 < 120.$$

Расчет из плоскости изгиба участка колонны длиной $l_{ок}$ производим как для шарнирно опертого по концам стержня. Так как $\lambda_x = 83 > 70$, определяем коэффициент продольного изгиба по формуле (2.4)

$$\varphi = 3000/83^2 = 0,43.$$

Напряжения - по формуле (2.7)

$$\frac{12600}{0,43 \cdot 881,76} = 33 \text{ кгс/см}^2 < R_c = 150 \text{ кгс/см}^2,$$

следовательно, прочность принятого сечения колонны из плоскости изгиба также обеспечена.

Клеевой шов проверяем по формуле (2.5)

$$\frac{1767 \cdot 5820}{204850,5 \cdot 0,67 \cdot 16,7} = 4,5 \text{ кгс/см}^2 < R_{ск} = 1,5 \cdot 1,2 = 18 \text{ кгс/см}^2,$$

где $S_{ар} = b \cdot h^2 / 8 = 16,7 \cdot 52,8^2 / 8 = 5820 \text{ см}^3$.

РАСЧЕТ ПРИКРЕПЛЕНИЯ КОЛОННЫ К ФУНДАМЕНТУ

Для крепления анкерных болтов сбоку колонны приклеиваем дополнительно по три доски /9, рис.68/ на высоту 90 см.

Расчет анкеров производим по максимальному растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9 / 2$ вместо $\gamma_f = 1,1$ и ветровой нагрузки без учета снеговой.

$$N_{расч} = \frac{5000}{1,1} \cdot 0,9 = 4091 \text{ кгс}; \quad M_{расч} = 794700 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Вычисляем коэффициент по формуле (2.2)

$$\xi = 1 - \frac{4091}{0,227 \cdot 150 \cdot 1,2 \cdot 881,76} = 0,886.$$

Определяем эксцентриситет

$$e_o = \frac{M_{расч}}{\xi \cdot N_{расч}} = \frac{794700}{0,886 \cdot 4091} = 219 \text{ см} > h/6 = 52,8/6 = 8,8 \text{ см}.$$

Определим высоту сжатой зоны сечения

$$x = \frac{(1-\xi) \cdot h}{1-\xi} = \frac{52,8 \cdot 53,8}{12 \cdot 219} = 1,1 \text{ см}.$$

В соответствии с рис.2 и /9, рис.68/ принимаем $a = 68$ мм и расстановку анкерных болтов как показано на рис.7.

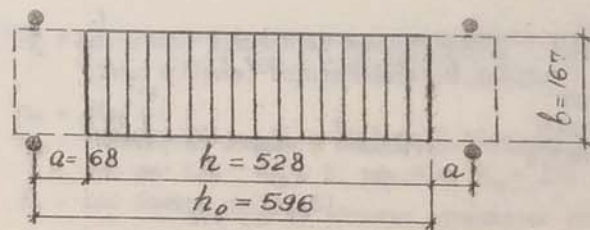


Рис.7. Расстановка анкерных болтов

Усилие в анкере по формуле (2.11)

$$N_a = \frac{4091(219 - 52,8/2 + 1,1/3)}{59,6 - 1,1/3} = \frac{789426,6}{59,23} = 13,328 \text{ тс}.$$

Тогда площадь сечения одного анкерного болта по формуле (2.12)

$$F_o = N_a / 2 \cdot R_o = 13328 / 2 \cdot 1600 = 4,17 \text{ см}^2.$$

Принимаем болты из стали марки ВСтЗкп2 диаметром $d = 27$ мм а $F_{нт} = 4,18 \text{ см}^2 / 15$.

Проверим прочность сечения колонны в месте соединения с фундаментом. По формуле (2.13) определим возможные предельные значения осевых усилий

$$N_1 = 16,7 \cdot 59,6 \cdot 150 \cdot 1,2 \cdot 2 \left(1 + \frac{1600}{20 \cdot 150 \cdot 1,2}\right) - 2 \cdot 4,18 \cdot 1600 = 504,2 \text{ тс};$$

$$N_2 = 16,7 \cdot 52,8 \cdot \frac{150 \cdot 1,2}{2} = 79,4 \text{ тс}.$$

Так как $N_{расч} = 4,1 \text{ тс} < N_1 = 504,2 \text{ тс}$ и меньше $N_2 = 79,4 \text{ тс}$, то прочность сечения обеспечена.

Высота сжатой зоны сечения колонны определяется из кубического уравнения (2.16), затем проверяются напряжения σ_a и σ_z . Расчет траверс для крепления анкерных болтов можно выполнить аналогично примеру II /9/ или примеру I3 /10/.

РАСЧЕТ СОПРЯЖЕНИЯ РИГЕЛЯ С КОЛОННОЙ

Как указывалось выше, проверка сжимающих напряжений производится в месте опирания обвязочного бруса на колонну /9, рис.68/. Расчет и назначение размеров обвязочного бруса рассмотрены в /10, пример 7, рис.68/.

Примем ширину обвязочного бруса равной высоте $h_{об} = 220$ мм.
 Площадь смятия $F_{сж} = h_{об} \cdot b = 22 \cdot 16,7 = 367,4 \text{ см}^2$.
 Напряжение смятия

$$\sigma_{сж} = \frac{N_0}{F_{сж}} = \frac{12600}{367,4} = 34,3 \text{ кгс/см}^2 < R_{сж} = 150 \text{ кгс/см}^2.$$

2.2. Колонны составного сечения из брусьев

Колонны из брусьев целесообразно использовать в тех случаях, когда полезная высота здания (отметка до низа ригеля) не превышает 6,5 м, нет специального оборудования для изготовления клееных конструкций, а отсутствующая либо слабая химически агрессивная среда позволяет использовать стальные болты и шайбы. Брус должен иметь размеры поперечного сечения более 100 мм.

Соединения составных стержней на болтах относятся к податливым, снижающим в целом несущую способность конструкции.

При расчете на изгиб снижение несущей способности учитывается

k_w - коэффициентом податливости связей, меньшим единицы.

При расчете по деформациям - соответственно k_m - коэффициентом жесткости, учитывающим сдвиг, вызванный податливостью связей, также меньшим единицы. Указанные коэффициенты принимаются по таблице 13 СНиП /1/.

Особенность расчета скато-изогнутых стержней на податливых связях заключается в использовании коэффициента приведения гибкости $\mu_y = 1/\sqrt{k_w}$, который всегда больше единицы. Его значение вычисляют по приближенной формуле, предложенной В.М.Коченовым:

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_w \frac{b \cdot h \cdot n_w}{l_0^2 \cdot n_c}} \quad (2.24)$$

где k_c - коэффициент податливости соединений, определяемый по формуле

$$k_c = 1/2,5 d^2; \quad (2.25)$$

d - диаметр болта, см;

b и h - ширина и высота поперечного сечения, см;

n_w - расчетное количество швов или количество плоскостей сдвига элементов (на рис.8 $n_w = 5$);

l_0 - расчетная длина элемента, м;

$l_0 = l \cdot \mu_0$, где μ_0 - коэффициент приведения длины колонны, принимаемый при одном заземленном и другом свободном нагруженном конце $\mu_0 = 2,2$;

n_c - расчетное количество срезов связей в одном шве на 1 м длины колонны, определяемое по формуле

$$n_c = n_0 / l_1, \quad (2.26)$$

где n_0 - количество болтов в поперечном сечении колонны

(на рис.8,в $n_0 = 2$, рис.8,г $n_0 = 1$);

l_1 - шаг болтов, м (рис.8).

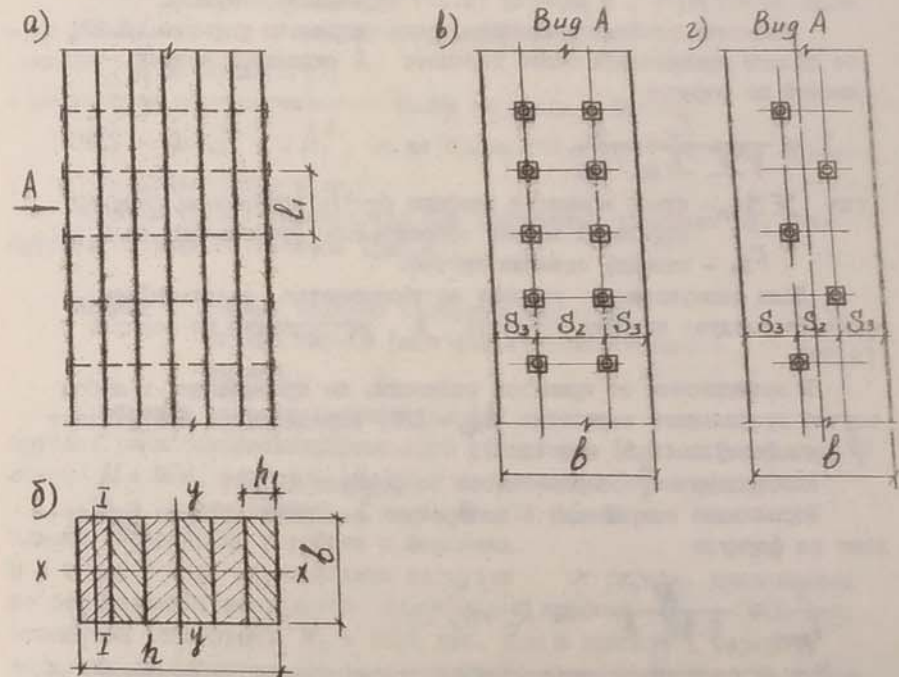


Рис.8. Деревянные колонны составного сечения из брусьев на болтах:

а) расстановка болтов по высоте; б) поперечное сечение колонны; в) расстановка болтов в 2 ряда; г) то же, в шахматном порядке

Гибкость составной колонны определяется с учетом податливости соединений по формуле

$$\lambda = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (2.27)$$

где λ_1 - гибкость отдельной ветви относительно оси I-I (рис.8), определяемая по формуле

$$\lambda_1 = l_1 / r_1; \quad (2.28)$$

λ_y - гибкость всей колонны относительно оси $y-y$ (рис.8) без учета податливости, определяемая по формуле

$$\lambda_y = l_0 / r_y \quad (2.29)$$

r_y и r_{y_1} - радиусы инерции поперечного сечения соответственно всего сечения и отдельной ветви. Для прямоугольного сечения $r_y = 0,289 \cdot h$, $r_{y_1} = 0,289 \cdot h_1$ (рис.8);

если $l_1 < 7h_1$, в формуле (2.27) принимают $\lambda_{y_1} = 0$.

Гибкость составной колонны, вычисленная по формуле (2.27), не должна приниматься более гибкости λ отдельных ветвей, определяемой по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\sum J_{i\delta p} / F_{\delta p}}} \quad (2.30)$$

где $\sum J_{i\delta p}$ - сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно собственных осей I-I;

$F_{\delta p}$ - площадь сечения брутто.

Если вышеуказанное условие не выполняется, в дальнейшем расчете следует принять гибкость λ , вычисленную по формуле (2.30).

В зависимости от принятой гибкости, не превышающей в любом случае предельного значения $\lambda_{np} = 120$, определяется коэффициент φ по формуле (2.3) или (2.4).

Коэффициент ξ определяется по формуле (2.2).

Нормальные напряжения в поперечных сечениях колонны определяют по формуле

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{нт} \cdot k_w} \leq R_c \cdot m_n \quad (2.31)$$

При определении геометрических характеристик поперечного сечения колонны следует иметь в виду, что если площадь ослаблений под болты не превышает 25% $F_{\delta p}$, то $F_{расч} = F_{\delta p}$; в противном случае $F_{расч} = 4/3 F_{нт}$, где $F_{нт}$ - площадь нетто поперечного сечения колонны.

Сжато-изгибаемые колонны составного сечения из плоскости изгиба на устойчивость проверяют без учета изгибающего момента как центрально-сжатые элементы по формуле (2.7). Проверка колонн из плоскости изгиба на прочность производится по формуле

$$N / F_{нт} \leq R_c \quad (2.32)$$

Количество болтов, расставленных равномерно по длине колонны, определяется из условия

$$n \geq \frac{1,5 \cdot M \cdot S_{\delta p}}{\xi \cdot T \cdot U_{\delta p} \cdot n_w} \quad (2.33)$$

где T - минимальная расчетная несущая способность одного болта на один шов сплачивания, определяемая из следующих соотношений:

- из условия смятия в средних элементах

$$T_c = 50 \cdot h_1 \cdot d \text{ (кгс);}$$

- из условия изгиба стального болта из стали С 38/23

$$T_u = 180 d^2 + 2 h_1^2, \text{ но не более } 250 d^2; \quad (2.34)$$

d и h_1 принимаются в см.

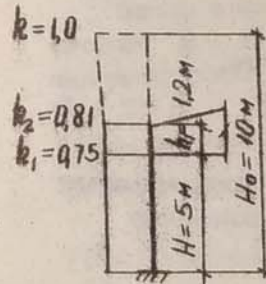
Формулы (2.34) справедливы при одинаковых толщинах h_1 всех брусьев составного сечения (рис.8).

ПРИМЕР 2. Расчет колонны составного сечения двухшарнирной рамы сельскохозяйственного здания

Требуется запроектировать колонну составного сечения из брусьев рамы сельскохозяйственного складского здания. Высота колонны $H = 5$ м, шаг рам $B = 3,0$ м. Ригель - ферма пролетом $L = 15$ м, длина здания $\ell = \Pi \cdot B = \Pi \cdot 3 = 33$ м.

Здание расположено в районе г.Воронежа.

Нагрузки. Вертикальные нагрузки от ригеля, приложенные по оси колонны: постоянная, включая вес колонны $N_n = 2000$ кгс; временная (снеговая) $N_s = 3600$ кгс. Как в примере I передачу нагрузки от собственного веса стенового ограждения предусматриваем на фундамент через фундаментные балки. Определим по интерполяции коэффициенты k_i , учитывающие изменение ветрового давления по высоте (рис.9).



$$k_2 = k_1 + (k_0 - k_1) \frac{h_1}{H_0 - H} = 0,75 + (1,0 - 0,75) \cdot \frac{1,2}{10 - 5} = 0,81.$$

Рис.9. К определению коэффициента k_i

Воронеж находится во II ветровом районе, для которого нормативное значение ветрового давления составляет $\omega_0 = 30 \text{ кгс/м}^2/2/$. По формуле (2.10) с учетом (2.9) с наветренной стороны /I4/ интенсивность ветровой нагрузки по высоте $H = 5 \text{ м}$:

$$q_1 = 30 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,4 = 75,6 \text{ кгс/м}.$$

Сосредоточенную ветровую нагрузку W_1 на уровне низа ригеля /I4/ определим по формуле, аналогичной (2.21)

$$W_1 = 30 \cdot \frac{0,75+0,81}{2} \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 3,0 \cdot 1,4 = 94,35 \text{ кгс}.$$

Так как отношение длины здания к пролету составляет $33/15 = 2,2 > 2$, $H/L = 5/15 = 1/3 < 0,5$, то в соответствии с указаниями СНиП/2/ значение аэродинамического коэффициента с подветренной стороны рамы будет равно $C_{ez} = -0,5$. Тогда с подветренной стороны интенсивность ветровой нагрузки на высоте $H = 5 \text{ м}$ будет равна

$$q_2 = 30 \cdot 0,75 \cdot 0,5 \cdot 3,0 \cdot 1,4 = 47,25 \text{ кгс/м}.$$

Сосредоточенная ветровая нагрузка с подветренной стороны по формуле (2.21)

$$W_2 = 30 \cdot \frac{0,75+0,81}{2} \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 3,0 \cdot 1,4 = 58,97 \text{ кгс}.$$

Неизвестное усилие в ригеле рамы определим по формуле (5)/I4/:

$$X = \frac{3}{16} H (q_1 - q_2) + \frac{W_1 - W_2}{2} = \frac{3}{16} \cdot 5 (75,6 - 47,25) + \frac{94,35 - 58,97}{2} = 26,58 + 17,69 = 44,27 \text{ кгс}.$$

Расчетная схема колонны показана на рис.5.

Усилия в правой колонне с подветренной стороны не определяем (см. пример I), так как они меньше, чем в левой.

Изгибающий момент у основания левой колонны

$$M_0 = (W_1 - X)H + \frac{q_1 H^2}{2} = (94,35 - 44,27)5 + \frac{75,6 \cdot 5^2}{2} = 1195,4 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила у основания левой колонны

$$Q = W_1 - X + q_1 H = 94,35 - 44,27 + 75,6 \cdot 5 = 428,1 \text{ кгс}.$$

Продольная сжимающая нагрузка

$$N_0 = N_n + N_s = 2000 + 3600 = 5600 \text{ кгс}.$$

С учетом коэффициента сочетания $\psi = 0,9$ для двух временных нагрузок

(снеговой и ветровой) расчетное значение изгибающего момента будет равно

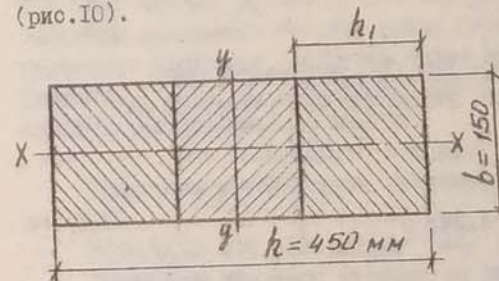
$$M = \psi M_0 = 0,9 \cdot 1195,4 = 1076 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

расчетное значение сжимающей нагрузки

$$N = N_n + \psi N_s = 2000 + 0,9 \cdot 3600 = 5240 \text{ кгс}.$$

КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Примем сечение колонны из трех брусьев сечением $150 \times 150 \text{ мм} /15/$, соединенных между собой стальными болтами диаметром 12 мм (рис.10).



Площадь сечения брусто

$$F_{sp} = b \cdot h = 15 \cdot 45 = 675 \text{ см}^2.$$

Расчет выполняем в плоскости изгиба колонны, т.е. относительно оси y .

Момент инерции

$$J_{\varphi} = \frac{b h^3}{12} = \frac{15 \cdot 45^3}{12} = 113906,25 \text{ см}^4;$$

Рис.10. Сечение составной колонны

$$S_{op} = \frac{b h^2}{8} = \frac{15 \cdot 45^2}{8} = 3797 \text{ см}^3.$$

По формуле (2.34) определим несущую способность болтового соединения:

$$T_c = 50 \cdot 15 \cdot 1,2 = 900 \text{ кгс};$$

$$T_u = 180 \cdot 1,2^2 + 2 \cdot 15^2 = 709,2 \text{ кгс} > 250 \cdot 1,2^2 = 360 \text{ кгс}, \text{ поэтому в расчет принимаем } T_{min} = 360 \text{ кгс}.$$

Коэффициент податливости соединений по формуле (2.25)

$$k_c = 1/2,5 \cdot 1,2^2 = 0,28.$$

Оценим возможность расстановки болтов в 2 ряда при ширине сечения $b = 15 \text{ см}$. В соответствии с указаниями СНиП /I/ расстояния между осями болтов (рис.8,в) должны быть не менее $l_1 = 7d$, $S_2 = 3,5d$, $S_3 = 3d$. Разделив ширину сечения на 3 равные части, получим:

$$15/3 = 5 \text{ см} > 3,5d = 3,5 \cdot 1,2 = 4,2 \text{ см}.$$

$$\text{Окончательно примем 2 ряда болтов через } l_1 = 100 \text{ см} > 7d = 7 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ см}.$$

Расчетная длина колонны $l_0 = 5 \cdot 2,2 = 11 \text{ м} = 1100 \text{ см}$.

Расчетное количество срезов связей по формуле (2.26)

$$n_c = 2/1,0 = 2 \text{ шт.}$$

Коэффициент приведения гибкости вычислим по формуле (2.24)

$$\mu_y = \sqrt{1 + 0,28 \frac{15 \cdot 45 \cdot 2}{11^2 \cdot 2}} = 1,6.$$

Поскольку $l_1 < 7h_1 = 7 \cdot 15 = 105 \text{ см}$ и по формуле (2.29)

$\lambda_y = \frac{1100}{0,289 \cdot 45} = 84,6$, гибкость составного сечения по формуле (2.27) будет

$$\lambda = 1,6 \cdot 84,6 = 135 > \lambda_{пр} = 120 \text{ /I/, что недопустимо.}$$

С целью уменьшения гибкости болты установим чаще, через 50 см. Тогда

$$n_c = 2/0,5 = 4 \text{ шт.}$$

$$\mu_y = \sqrt{1 + 0,28 \frac{15 \cdot 45 \cdot 2}{11^2 \cdot 4}} = 1,34;$$

$$\lambda = 1,34 \cdot 84,6 = 113 < 120.$$

Проверим гибкость по формуле (2.30)

$$\lambda = \frac{1100}{\sqrt{3 \cdot \frac{15 \cdot 15^3}{12} / 15 \cdot 45}} = 254 > 113, \text{ что отвечает требованиям СНиП /I/.$$

Так как гибкость $\lambda = 113 > 70$, коэффициент продольного изгиба φ определяем по формуле (2.4)

$$\varphi = 3000/113^2 = 0,235.$$

Коэффициент ξ по формуле (2.2)

$$\xi = 1 - \frac{5240}{0,235 \cdot 150 \cdot 1,2 \cdot 15 \cdot 45} = 0,816.$$

Ширина сечения колонны, ослабленного двумя отверстиями под болты диаметром 12 мм, будет $b_{осл} = b - 2d = 15 - 2 \cdot 1,2 = 12,6 \text{ см}$. Ослабления составляет $2,4/15 \cdot 100\% = 16\% < 25\% \text{ /I/}$.

Вычислим $W_{нт} = b_{осл} \cdot h^2/6 = 12,6 \cdot 15^2/6 = 4252,5 \text{ см}^3$.

Коэффициент k_w , учитывающий податливость соединений, определим по таблице I3 СНиП/I/: $k_w = 0,825$.

Нормальные напряжения в колонне по формуле (2.31)

$$\frac{5240}{675} + \frac{107600}{0,816 \cdot 4252,5 \cdot 0,825} = 7,76 + 37,59 = 45,4 \text{ кгс/см}^2 < 150 \cdot 1,2 = 180 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Отсюда следует, что колонна значительно недонапряжена и требуется уменьшить принятое сечение. Однако уменьшить сечение нельзя, это приведет в этом случае к увеличению гибкости, предельное значение которой ограничено СНиП /I/ и равно 120.

Проверим принятое сечение колонны из плоскости изгиба на устойчивость без учета изгибающего момента по формуле (2.7). При этом сечение рассматриваем как цельное, так как в этом случае гибкость составного стержня равна гибкости отдельного бруса. Расчетная сжимающая нагрузка будет иметь значение $N_0 = 5600 \text{ кгс}$. Гибкость $\lambda_x = l_{0x}/0,289b = 1 \cdot 500/0,289 \cdot 15 = 115,3 < 120$.

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 3000/115,3^2 = 0,23.$$

Проверяем устойчивость колонны из плоскости изгиба по формуле (2.7)

$$5600/0,23 \cdot 675 = 37 \text{ кгс/см}^2 < 150 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем принятое сечение на прочность по формуле (2.32)

$$5600/567 \approx 10 \text{ кгс/см}^2 \ll 150 \text{ кгс/см}^2,$$

где $F_{нт} = b_{осл} \cdot h = 12,6 \cdot 45 = 567 \text{ см}^2$.

Проверим, отвечает ли принятое количество болтов требованиям формулы (2.33). Так как болты расстановлены попарно через 0,5 м, то общее количество болтов на колонне длиной 5 м будет равно $2/0,5 \cdot 5 = 20 \text{ шт.}$

$$20 > \frac{1,5 \cdot 107600 \cdot 3797}{0,816 \cdot 360 \cdot 113906,25 \cdot 2} = 9,2 \approx 10 \text{ шт.}$$

Из последней формулы следует, что с точки зрения обеспечения требуемой прочности достаточно было бы установить вдвое меньше болтов. Однако, как показывают приведенные выше расчеты, принятое количество болтов необходимо для обеспечения требуемой гибкости.

Расчет и конструирование узлов сопряжения колонны с фундаментом и ригелем выполняются аналогично клеветочным колоннам и рассмотрены в примере I.

3. МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ДРЕВЕСИНЫ ОТ ГНИЕНИЯ И ВОЗГОРАНИЯ

Все мероприятия по обеспечению надежности деревянных конструкций в части защиты древесины от гниения и возгорания должны отвечать требованиям СНиП /1,5/. Кроме мероприятий, указанных в /14,15/, в настоящее время разработан ряд химических препаратов, обладающих как биозащитными свойствами, так и антипиренными /16/.

К основным антипиренам можно отнести диаммонийфосфат, сульфат алюминия, бору, борную кислоту, а также жидкое стекло, суперфосфат, известь и полиамиды (термостойкость древесины повышается до +400°C).

В результате модификации древесины фенолформальдегидными, карбамидными, фурановыми смолами и фенолспиртами получается новый древеснопластичный материал, прочность которого увеличивается в 1,5...3,0 раза, твердость 3...5 раз, а водо- и влагопоглощение снижается в 3...4 раза. Для этой цели применяются: антипирен ТД (триполифосфат натрия, дициандиамида); вспучивающаяся смола КАТПЦ; огнебиозащитные препараты ХМХА, ДМФ, ТОХПА, ФБС и БС, разработанные Сенежской лабораторией консервирования древесины ВНИИДрево.

В институте ВНИИПО МВД СССР разработаны два химических препарата: огнезащитное вспучивающееся покрытие ВДП, которое во время пожара вспучивается со значительным увеличением объема и образуется пеноматериал с низкой теплопроводностью— водоземлюльсионная краска сметанообразной консистенции, серовато-белого цвета (расход 750 г на 1 м² поверхности за 2-3 слоя); огнезащитное вспучивающееся лаковое бесцветное покрытие ЛДП-83 (морозостойкость до -20°C). Применение этих препаратов позволяет отнести древесину к трудно-сгораемым материалам.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП П-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции.— М.: Стройиздат, 1983.— 31 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.— 36 с.
3. СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.— М.: Стройиздат, 1988.— 96 с.
4. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.— 192 с.
5. СНиП 2.01.02-85. Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружения.— М.: Стройиздат, 1986.— 16 с.
6. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.— 48 с.
7. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП П-25-80)/ЦИИСК им. В.А.Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1986.— 216 с.
8. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебн. для вузов/Под ред. Г.Г.Карлсона и Ю.В. Слишкоухова.— 5-е изд., перераб. и доп.— М.: Стройиздат, 1986.— 543 с.
9. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: Учебное пособие.— Киев: Вища школа, 1975.— 280 с., изд. 2-е, 1979.— 272 с.
10. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования: Учебное пособие для вузов/ Под ред. проф. Иванова В.А.— Киев: Вища школа, 1981.— 392 с.
11. Деревянные конструкции и детали /Под ред. В.М.Хрулева.— 2-е изд., доп. и перераб. (справочник строителя)— М.: Стройиздат, 1983.— 288 с.
12. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий: Справочник проектировщика /Е.Г.Кутухтин, В.М.Спиридонов, Ю.Н.Хромец.— М.: Стройиздат, 1988.— 263 с.
13. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс.— Киев: Вища школа, 1983.— 279 с.
14. Малбиев С.А., Стась В.В. Конструкции из дерева и пластмасс: Методические указания по выполнению курсового проекта.— Иваново: ИИСИ, 1985.— 46 с.
15. Малбиев С.А. Конструкции из дерева и пластмасс: справочные материалы к расчету и проектированию.— Иваново: ИИСИ, 1984.— 50 с.
16. Азаркин Н.А. Древесина требует защиты.— Сельское строительство, М., № 7, 1988, с. 44-45.

ДЕРЕВЯННЫЕ КОЛОННЫ
ЦЕЛЬНОГО И СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

Составитель

МАЛБИЕВ СЕРГЕЙ АРТЕМОВИЧ

Научный редактор Ибрагимов А.М.

Редактор Шарова М.Г.

Подписано в печать **21.06.89г.** Формат бумаги 60x84 1/16. Печ. л. 2.

Печать плоская. Усл. п. л. 1,86. Тираж 350 экз. Бесплатно. Заказ 2802/р.

Редакционно-издательский отдел Ивановского инженерно-строительного
института. 153547, Иваново, ул. Красных Зорь, 25.

Типография УУЗ Минэнерго СССР. 153025, Иваново, ул. Ермака, 41.

Бесплатно