

## Практическое занятие № 9-2

### Пример расчета дощатоклееной колонны

#### Исходные данные

Расчетная схема дощатоклееной колонны в составе поперечной рамы здания представлена на рис. 1.

Рассматриваем левую колонну однопролетной поперечной рамы здания.

На колонну действуют:

- вертикальные нагрузки: постоянные - от веса конструкций покрытия, стеновых панелей и собственного веса колонны; временные - от веса снега;
- горизонтальная нагрузка - от давления ветра, действующего слева.

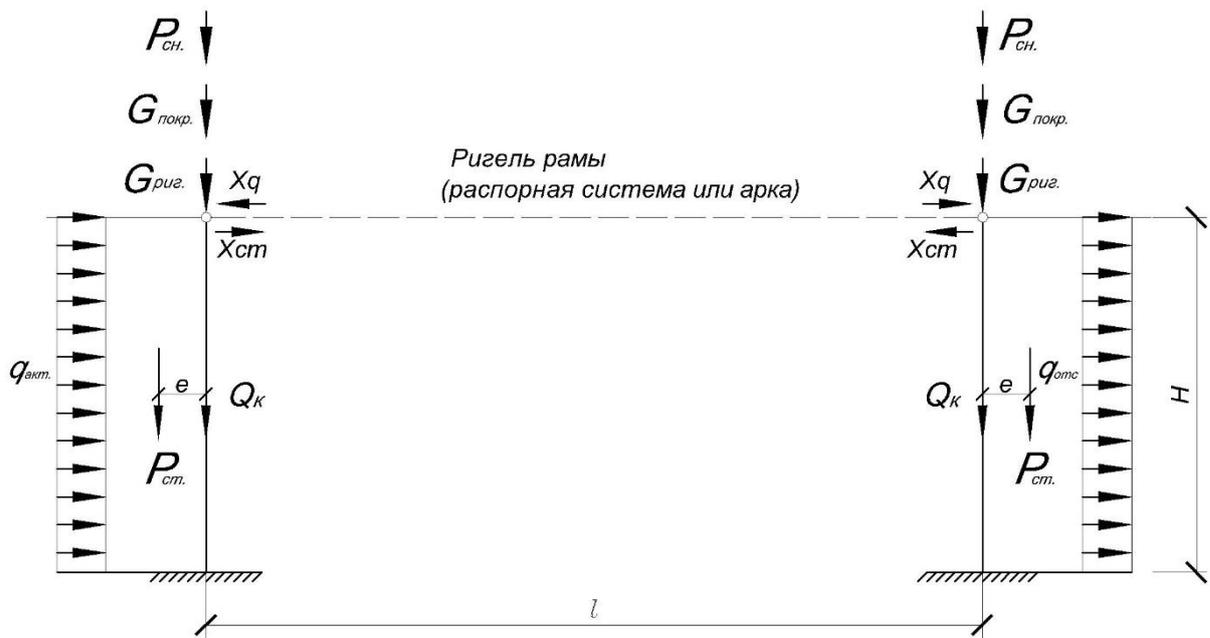


Рис. 1. Расчетная схема колонны в составе поперечной рамы здания

Высота колонны  $H = 7$  м.

Усилия в колонне на уровне верха фундамента:

- изгибающий момент в колонне:  $M_{расч} = 18$  кН\*м
- максимальная вертикальная нагрузка на колонну  $N_{max} = 170$  кН.
- расчетная сила в колонне на уровне верха фундамента:  $Q_{лев} = 7$  кН

Определим геометрические размеры сечения колонны с учетом рекомендуемого сортамента пиломатериалов 2 сорта (ГОСТ 24454). Колонны выполняются из клееного пакета досок. Черновые заготовки принимаем

сечением  $40 \times 175$  мм. Клееный паркет принимаем из 14 досок, общей высотой  $h_k = 14 \cdot 33 = 462$  мм, что составляет  $\frac{1}{15}$  высоты колонны. После склеивания паркет еще раз фрезеруется по боковым граням.

Окончательно сечение колонны имеет размеры:

$$b_k = 160 \text{ мм}; h_k = 462 \text{ мм}.$$

Геометрические характеристики принятого сечения:

-площадь  $F = 0,16 \cdot 0,462 = 7,39 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$ ;

-момент сопротивления  $W_x = \frac{0,16 \cdot 0,462^2}{6} = 0,57 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3$ ;

-радиус инерции

в плоскости поперечной рамы  $r_x = 0,289 \cdot 0,462 = 0,134 \text{ м}$ ;

из плоскости поперечной рамы  $r_y = 0,289 \cdot 0,16 = 0,046 \text{ м}$ ;

-момент инерции  $I_x = \frac{0,16 \cdot 0,462^2}{12} = 0,13 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$ ;

-момент сопротивления  $S_x = \frac{0,16 \cdot 0,462^2}{8} = 0,43 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3$ .

Проверяем колонну на прочность в плоскости рамы согласно п.7.19[2].

Расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов производим по формуле

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c;$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию

$$R_c = R_{с.}^A \cdot m_{дл} = 22,5 \text{ МПа} \cdot 0,8 = 18 \text{ МПа}$$

Изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме

$$M_d = \frac{M_{max}}{\xi},$$

Здесь коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{N_{max} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл} \cdot F_{бр}} = 1 - \frac{170 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3}}{0,227 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 7,39 \cdot 10^{-2}} = 0,47.$$

Гибкость колонны в плоскости рамы

$$\lambda_x = \frac{l_{расч}}{r_x} = \frac{2,2 \cdot 7}{0,134} = 114,9 < [\lambda] = 120,$$

где  $l_{расч} = \mu_0 \cdot l_0 = 2,2 \cdot 7$  -расчетная длина колонны в плоскости поперечной рамы.

Коэффициент продольного изгиба для коэффициента  $\xi$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{114,9^2} = 0,227.$$

$R_c = 18$ МПа расчетное сопротивление древесины 2 –го сорта сжатию при совместном действии постоянной и ветровой нагрузки;

$m_\delta = 1$  – коэффициент по табл.10[2];

$m_{сл} = 1$  - коэффициент по табл.11[2];

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по назначению здания.

Изгибающий момент по деформированной схеме составит

$$M_d = \frac{18}{0,47} = 38,2 \text{ кНм}$$

Напряжение

$$\sigma_c = \frac{170 \cdot 10^{-3}}{7,39 \cdot 10^{-3}} + \frac{38,11 \cdot 10^{-3}}{0,57 \cdot 10^{-3}} = 8,95 < R_c \cdot \frac{1}{\gamma_n} = \frac{18}{0,95} = 18,9 \text{ МПа};$$

**Вывод:** прочность колонны в плоскости поперечной рамы здания обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования

Согласно п.6.18[2] расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато- изгибаемых элементов следует производить по формуле

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_y \cdot K_{np} \cdot F_{бр} \cdot R_c \cdot m_\delta \cdot m_{сл}} + \left( \frac{M_d \cdot \gamma_n}{\varphi_y \cdot K_{np} \cdot F_{бр} \cdot R_c \cdot m_\delta \cdot m_{сл}} \right)^n \leq 1$$

где  $n=1$ - для элементов, имеющих закрепление растянутой зоны из плоскости деформирования, что имеет место в нашем случае для левой колонны.

Коэффициент устойчивости плоской формы деформирования

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{0,16^2}{7 \cdot 0,462} \cdot 2,32 = 2,57;$$

где  $k_\phi = 2,32$  согласно табл.Е.1 прил.Е[2].

Гибкость колонны из плоскости поперечной рамы здания больше предельной

$$\lambda_y = \frac{\mu_0 l_0}{r_y} = \frac{1 * 7}{2 * 0,046} = 152 > [\lambda] = 120$$

Для уменьшения расчетной длины колонны ставим связи в плоскости колонн вдоль здания, соединив их попарно в середине высоты, тогда гибкость из плоскости поперечной рамы здания

$$\lambda_y = \frac{1 * 7/2}{0,046} = 76 < 120$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_y = \frac{3000}{76^2} = 0,52;$$

Определим коэффициенты  $K_{IN}$  и  $K_{IM}$  – коэффициенты, которые вводятся в расчетную формулу при наличии в элементе закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента  $M$  кромки. В нашем примере такими закреплениями являются стеновые панели.

$$\begin{aligned} K_{IN} &= 1 + [0,75 + 0,06 \cdot \left(\frac{l_p}{h}\right)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot \frac{l_p}{h} - 1] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} \\ &= 1 + [0,75 + 0,06 \cdot \left(\frac{3,5}{0,462}\right)^2 - 1] = 4,2 \end{aligned}$$

где  $\alpha_p = 0$  - для прямолинейных элементов;

$m$ - число подкрепленных (с одинаковым шагом) точек растянутой кромки на участке  $l_p$ . В нашем примере  $m > 4$ ; следовательно,  $\frac{m^2}{m^2+1} = 1$ ;

$$l_p = \frac{H}{2} = 3,5 \text{ м.}$$

$$\begin{aligned} K_{IM} &= 1 + \left[0,142 \frac{l_p}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_p} + 1,4 \cdot \alpha_p - 1\right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \\ &= 1 + \left[0,142 \cdot \frac{3,5}{0,462} + 1,76 \cdot \frac{0,462}{3,5} - 1\right] \cdot 1 = 1,3. \end{aligned}$$

Подставляем полученное значение в формулу проверки устойчивости плоской формы деформирования

$$\frac{170 \cdot 10^{-3}}{0,52 \cdot 4,2 \cdot 7,39 \cdot 10^{-2} \cdot 18,9} + \frac{38,11 \cdot 10^{-3}}{2,57 \cdot 1,3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-2} \cdot 18,9} = 0,18 < 1.$$

**Вывод:** устойчивость плоской формы деформирования колонны обеспечена.