

## ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ С СИММЕТРИЧНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

### ОПИСАНИЕ ПРИМЕРА

Рассматривается железобетонная колонна одноэтажного промышленного здания двутаврового сечения. Высота этажа 15 м. Используется тяжёлый бетон класса В35 и арматура класса А400. Площадь сечения растянутой и сжатой арматуры  $A_s = A'_s = 5\,630\text{ мм}^2$  ( $7\phi 32$ ). Защитные слои арматуры  $a_1 = a'_1 = 50\text{ мм}$  и  $a_2 = a'_2 = 150\text{ мм}$ .

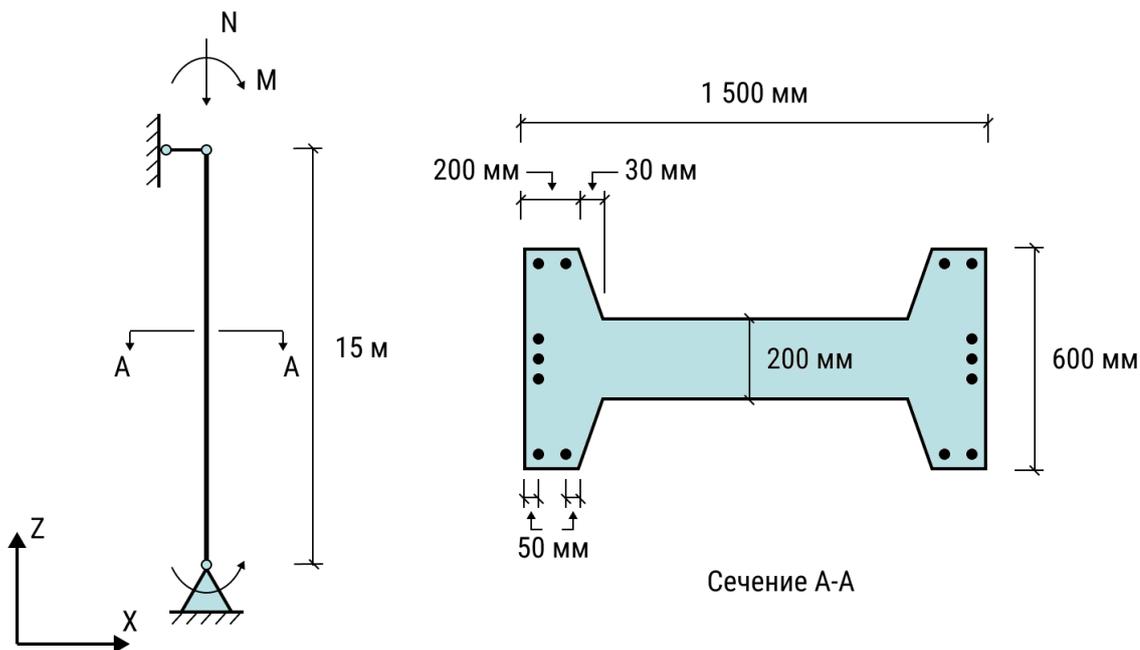
Продольные силы и изгибающие моменты в нижнем опорном сечении от нагрузок:

- вертикальных полных  $N_p = 6\,000\text{ кН}$ ,  $M_p = 1\,000\text{ кН} \cdot \text{м}$ ;
- вертикальных постоянных и длительных  $N_l = 5\,000\text{ кН}$ ,  $M_l = 750\text{ кН} \cdot \text{м}$ ;
- ветровых  $M_h = 2\,000\text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Определяется коэффициент использования колонны по прочности при внецентренном сжатии. Коэффициент расчётной длины колонны  $\mu_x = 1.5$ . Конструкция статически неопределимая.

### ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Для получения требуемых усилий в сечении колонны условия опирания и приложение нагрузок моделируются упрощённо.



#### Свойства сечения

$h = 1\,500\text{ мм}$	– высота сечения
$t_w = 600\text{ мм}$	– толщина стенки
$b_f = 600\text{ мм}$	– ширина полки
$t_f = 200\text{ мм}$	– толщина полки

$h_{\text{скоса}} = 30 \text{ мм}$	– высота скоса полки
$a_1 = a'_1 = 50 \text{ мм}$	– защитные слои до центра тяжести растянутой и сжатой арматуры первого ряда
$a_2 = a'_2 = 150 \text{ мм}$	– защитные слои до центра тяжести растянутой и сжатой арматуры второго ряда
$A_s = A'_s = 5\,630 \text{ мм}^2$	– площадь сечения растянутой и сжатой продольной арматуры

#### Свойства материалов

Бетон В35

$E_b = 34\,500\,000 \text{ кН/м}^2$	– модуль упругости
$R_{bn} = 25\,500 \text{ кН/м}^2$	– нормативное сопротивление сжатию

Арматура А400 – продольная

$E_s = 200\,000\,000 \text{ кН/м}^2$	– модуль упругости
$R_{sn} = 400\,000 \text{ кН/м}^2$	– нормативное сопротивление

#### Коэффициенты

$\gamma_b = 1.3$	– коэффициент надёжности по бетону при сжатии
$\gamma_{b1} = 1.0$	– коэффициенты условий работы бетона
$\gamma_{b2} = 1.0$	
$\gamma_{b3} = 1.0$	
$\gamma_{b4} = 1.0$	
$\gamma_{b5} = 1.0$	
$\gamma_s = 1.15$	– коэффициент надёжности по арматуре

### АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ

Расчёт производится с использованием формул раздела 8 [1].

Определяем расчётные характеристики бетона и арматуры.

Согласно формуле 6.1 и положениям п. 6.1.12 [1] определяем расчётное сопротивление бетона осевому сжатию:

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} \cdot \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b4} \cdot \gamma_{b5} = \frac{25\,500}{1.3} \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 19\,615 \text{ кПа.}$$

Согласно формуле 6.10 и положениям п. 6.2.8 [1] определяем расчётное сопротивление продольной арматуры класса А400 на растяжение и сжатие:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{400\,000}{1.15} = 347\,826 \text{ кПа};$$

$$R_{sc} = R_s = 347\,826 \text{ кПа} < 400\,000 \text{ кПа}.$$

Максимальные усилия в элементе:

$$N = N_v + N_h = 6\,000 + 0 = 6\,000 \text{ кН};$$

$$M = M_v + M_h = 1\,000 + 2\,000 = 3\,000 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Согласно п. 8.1.7 [1] находим эксцентриситеты для статически неопределимой конструкции:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} \cdot l; \frac{1}{30} \cdot h; 10 \text{ мм}\right) = \max(0.025; 0.05; 0.01) = 0.05 \text{ м};$$

$$e_{st} = \frac{M}{N} = \frac{3\,000}{6\,000} = 0.5 \text{ м};$$

$$e_0 = e_{st} = 0.5 \text{ м} > e_a.$$

Находим коэффициент использования колонны по прочности при внецентренном сжатии.

Допускается производить расчёт конструкций по недеформированной схеме, учитывая влияние прогиба элемента на его прочность  $e_0 \cdot \eta$ . При этом должно выполняться условие:

$$\frac{l_0}{i} = \frac{22.5}{0.521} = 43.20 > 14,$$

где

$$l_0 = 1.5 \cdot l = 1.5 \cdot 15 = 22.5 \text{ м} - \text{расчётная длина элемента};$$

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.12968}{0.478}} = 0.521 \text{ м} - \text{радиус инерции}.$$

Коэффициент  $\eta$  рассчитывается согласно формуле 8.14 и положениям п. 8.1.15 [1]:

$$a = a' = \frac{n_1 \cdot a_1 + n_2 \cdot a_2}{n_1 + n_2} = \frac{5 \cdot 0.05 + 7 \cdot 0.15}{7} = 0.079 \text{ м} - \text{осреднённый защитный слой};$$

$$t'_f = t_f + \frac{h_{\text{скос}}}{2} = 0.2 + \frac{0.03}{2} = 0.215 \text{ м} - \text{высота полки с учётом скосов};$$

$$h_0 = h - a = 1.5 - 0.079 = 1.421 \text{ м} - \text{рабочая высота сечения};$$

$$M_1 = M + N \cdot \left(\frac{h_0 - a'}{2}\right) = 3\,000 + 6\,000 \cdot \left(\frac{1.421 - 0.079}{2}\right) = 7\,029 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{l1} = M_l + N_l \cdot \left(\frac{h_0 - a'}{2}\right) = 750 + 5\,000 \cdot \left(\frac{1.421 - 0.079}{2}\right) = 4\,107 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1} = 1 + \frac{4\,107}{7\,029} = 1.584;$$

$$0.15 < \delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0.5}{1.5} = 0.333 < 1.5;$$

$$k_s = 0.7;$$

$$k_b = \frac{0.15}{\varphi_l \cdot (0.3 + \delta_e)} = \frac{0.15}{1.584 \cdot (0.3 + 0.333)} = 0.149;$$

$$I_b = \frac{t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 2 \cdot \left[ \frac{b_f \cdot (t_f')^3}{12} + b_f \cdot t_f' \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f'}{2} \right)^2 \right] =$$
$$= \frac{0.2 \cdot (1.5 - 2 \cdot 0.2)^3}{12} + 2 \cdot \left[ \frac{0.6 \cdot 0.215^3}{12} + 0.6 \cdot 0.215 \cdot \left( \frac{1.5}{2} - \frac{0.215}{2} \right)^2 \right] = 0.12968 \text{ м}^4;$$

$$I_s = A_s \cdot \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 + A_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - a' \right)^2 = 2 \cdot 0.000804 \cdot \left( \frac{1.5}{2} - 0.079 \right)^2 = 0.00508 \text{ м}^4;$$

$$D = k_b \cdot E_b \cdot I_b + k_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.149 \cdot 34\,500\,000 \cdot 0.12968 + 0.7 \cdot 200\,000\,000 \cdot 0.00508 =$$
$$= 1\,379\,479 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 1\,379\,479}{22.5^2} = 26\,894 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{6\,000}{26\,894}} = 1.287.$$

Вычисляем граничную относительную высоту сжатой зоны бетона согласно формуле 8.1 [1]:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{1.74 \cdot 10^{-3}}{3.5 \cdot 10^{-3}}} = 0.534,$$

где

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{347\,826}{200\,000\,000} = 1.74 \cdot 10^{-3} \text{ – относительная деформация растянутой арматуры при}$$

напряжениях, равных  $R_s$ , определяемая по формуле 8.2 [1];

$$\varepsilon_{b2} = 3.5 \cdot 10^{-3} \text{ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных } R_b,$$

принимаемая в соответствии с п. 6.1.20 [1] при непродолжительном действии нагрузки.

Так как условие 3.108 [2] не соблюдается:

$$N = 6\,000 \text{ кН} > R_b \cdot b_f \cdot t_f' = 19\,615 \cdot 0.6 \cdot 0.215 = 2\,530 \text{ кН},$$

то граница сжатой зоны бетона проходит в стенке двутавра.

Относительная высота сжатой зоны бетона находится согласно п. 3.2.48 [2]:

$$\xi = \frac{N - R_b \cdot A_{ov}}{R_b \cdot t_w \cdot h_0} = \frac{6\,000 - 19\,615 \cdot 0.086}{19\,165 \cdot 0.2 \cdot 1.421} = 0.773,$$

где  $A_{ov} = (b_f - t_w) \cdot t_f' = (0.6 - 0.2) \cdot 0.215 = 0.086 \text{ м}^2$  – площадь сжатых свесов полки.

Так как  $\xi > \xi_R$ , тогда высота сжатой зоны бетона находится согласно формуле 3.110 [2]:

$$x = h_0 \cdot \frac{(\alpha_n - \alpha_{ov}) \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = 1.421 \cdot \frac{(1.076 - 0.303) \cdot (1 - 0.534) + 2 \cdot 0.351 \cdot 0.534}{1 - 0.534 + 2 \cdot 0.351} =$$
$$= 0.895 \text{ м},$$

где

$$\alpha_s = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot t_w \cdot h_0} = \frac{347\,826 \cdot 0.005630}{19\,615 \cdot 0.2 \cdot 1.421} = 0.351;$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot t_w \cdot h_0} = \frac{6\,000}{19\,615 \cdot 0.2 \cdot 1.421} = 1.076;$$

$$\alpha_{ov} = \frac{A_{ov}}{t_w \cdot h_0} = \frac{0.086}{0.2 \cdot 1.421} = 0.303.$$

Эксцентриситет находим по формуле 8.11 [1]:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2},$$

то есть

$$N \cdot e = N \cdot \left( e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} \right) = N \cdot e_0 \cdot \eta + \frac{N}{2} \cdot (h_0 - a').$$

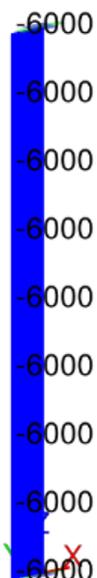
Коэффициент использования колонны по прочности находим по формуле 8.10 [1], перенеся слагаемое  $\frac{N}{2} \cdot (h_0 - a')$  в знаменатель:

$$K_{исп} = \frac{N \cdot e_0 \cdot \eta}{R_b \cdot \left[ t_w \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + A_{ov} \cdot \left( h_0 - \frac{t_f'}{2} \right) \right] + \left( R_{sc} \cdot A'_s - \frac{N}{2} \right) \cdot (h_0 - a')} = 0.911.$$

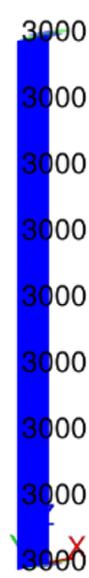
#### РАСЧЁТ В ПЛАГИНЕ



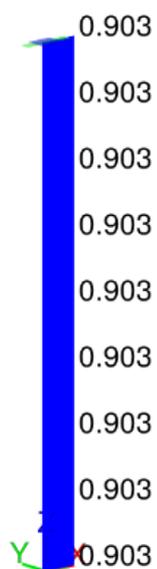
Общий вид модели



Продольные усилия, кН



Изгибающие моменты, кН-м



*Коэффициенты использования колонны по прочности при внецентренном сжатии*

#### СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ

Параметр для сравнения	SV Plugins	Аналитический расчёт	Отн. погрешность, %
Максимальный коэффициент использования колонны по прочности при внецентренном сжатии	0.903	0.911	0.9

#### ССЫЛКИ

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (с Изменением N 1). Москва, 2019.
2. Методическое пособие к СП 63.13330 «Расчёт железобетонных конструкций без предварительно напряжённой арматуры». Москва, 2015.