

ПОДБОР ПРОДОЛЬНОГО АРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

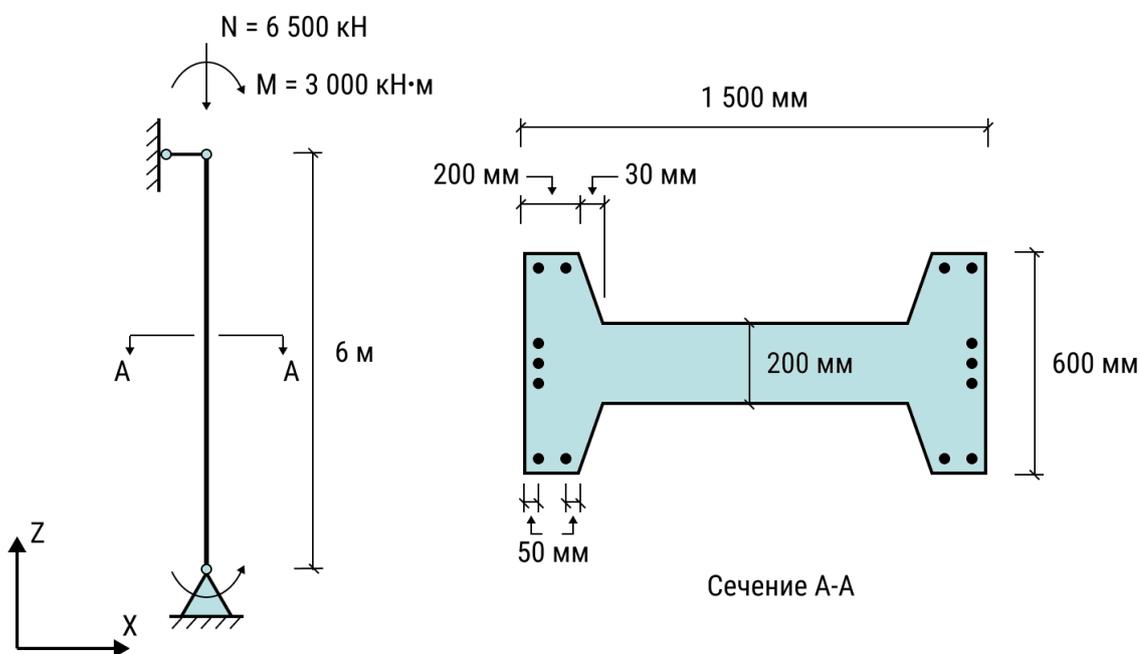
ОПИСАНИЕ ПРИМЕРА

Рассматривается колонна среднего этажа рамного каркаса двутаврового сечения. Высота этажа 6 м. Используется тяжёлый бетон класса В30 и арматура класса А400. Арматура расположена симметрично: по семь стержней в два ряда у верхней и нижней грани сечения ($7\phi d$), как показано на рисунке ниже. Защитные слои арматуры $a_1 = a'_1 = 50$ мм и $a_2 = a'_2 = 150$ мм.

Продольные силы и изгибающие моменты в опорном сечении от вертикальных нагрузок $N = 6\,500$ кН, $M = 3\,000$ кН·м. Определяется требуемая площадь продольного армирования. Коэффициент расчётной длины колонны $\mu_x = 1.0$. Конструкция статически неопределимая.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

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



Свойства сечения

| | |
|----------------------------|---|
| $h = 1\,500$ мм | – высота сечения |
| $t_w = 600$ мм | – толщина стенки |
| $b_f = 600$ мм | – ширина полки |
| $t_f = 200$ мм | – толщина полки |
| $h_{\text{скоса}} = 30$ мм | – высота скоса полки |
| $a_1 = a'_1 = 50$ 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

Свойства материалов

Бетон В30

$$E_b = 32\,500\,000 \text{ кН/м}^2$$

– модуль упругости

$$R_{bn} = 22\,000 \text{ кН/м}^2$$

– 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:

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} \cdot \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b4} \cdot \gamma_{b5} = \frac{22\,000}{1.3} \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 16\,923 \text{ кПа.}$$

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 $N = 6\,500$ кН, $M = 3\,000$ кН · м.

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

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

$$e_{st} = \frac{M}{N} = \frac{3\,000}{6\,500} = 0.4615 \text{ м};$$

$$e_0 = e_{st} = 0.4615 \text{ м} > e_a.$$

Находим площадь продольного армирования колонны при внецентренном сжатии.

Допускается производить расчёт конструкций по недеформированной схеме, учитывая влияние прогиба элемента на его прочность $e_0 \cdot \eta$.

$$\frac{l_0}{i} = \frac{6}{0.521} = 11.52 < 14,$$

где

$$l_0 = 1.0 \cdot l = 1.0 \cdot 6 = 6 \text{ м} - \text{расчётная длина элемента};$$

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

Так как $\frac{l_0}{i} < 14$, расчёт производится без учета прогиба, $\eta = 1$.

Найдем вспомогательные геометрические характеристики сечения:

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

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

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

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

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{347\,826}{200\,000\,000} = 1.74 \cdot 10^{-3} - \text{относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных } R_s, \text{ определяемая по формуле 8.2 [1];}$$

$$\varepsilon_{b2} = 3.5 \cdot 10^{-3} - \text{относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных } R_b, \text{ принимаемая в соответствии с п. 6.1.20 [1] при непродолжительном действии нагрузки}.$$

Так как условие 3.108 [2] не соблюдается:

$$N = 6\,500 \text{ кН} > R_b \cdot b_f \cdot t'_f = 16\,923 \cdot 0.6 \cdot 0.215 = 2\,183 \text{ кН},$$

то граница сжатой зоны бетона проходит в стенке двутавра.

Вычисляем коэффициенты α_n , α_{ov} , α_{m1} , $\alpha_{m,ov}$ и δ согласно п. 3.2.48-3.2.49 [2]:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot t_w \cdot h_0} = \frac{6\,500}{16\,923 \cdot 0.2 \cdot 1.421} = 1.351;$$

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

$$\alpha_{m1} = \frac{M \cdot \eta + N \cdot \frac{h_0 - a'}{2}}{R_b \cdot t_w \cdot h_0^2} = \frac{3\,000 \cdot 1 + 6\,500 \cdot \frac{1.421 - 0.079}{2}}{16\,923 \cdot 0.2 \cdot 1.421^2} = 1.077;$$

$$\alpha_{m,ov} = \alpha_{ov} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{t'_f}{h_0}\right) = 0.303 \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{0.215}{1.421}\right) = 0.280;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0.079}{1.421} = 0.055,$$

где

$$A_{ov} = (b_f - t_w) \cdot t'_f = (0.6 - 0.2) \cdot 0.215 = 0.086 \text{ м}^2 - \text{площадь сжатых свесов полки.}$$

Относительная высота сжатой зоны бетона находится согласно формуле 3.111 [2]:

$$\xi = \alpha_n - \alpha_{ov} = 1.351 - 0.303 = 1.049.$$

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

$$\begin{aligned} x &= h_0 \cdot \frac{(\alpha_n - \alpha_{ov}) \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \\ &= 1.421 \cdot \frac{(1.351 - 0.303) \cdot (1 - 0.534) + 2 \cdot 0.316 \cdot 0.534}{1 - 0.534 + 2 \cdot 0.316} = 1.070 \text{ м,} \end{aligned}$$

где по формуле 3.114 [2]

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) - \alpha_{m,ov}}{1 - \delta} = \frac{1.077 - 1.049 \cdot \left(1 - \frac{1.049}{2}\right) - 0.280}{1 - 0.055} = 0.316.$$

Тогда относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_1 = \frac{x}{h_0} = \frac{1.070}{1.421} = 0.753$.

Требуемую площадь симметричной продольной арматуры определяем по формуле:

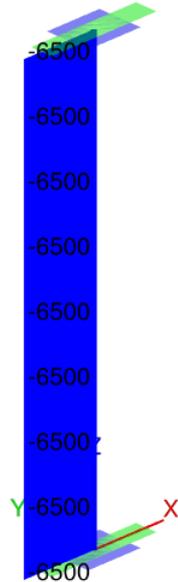
$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{R_b \cdot t_w \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \cdot \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right) - \alpha_{m,ov}}{1 - \delta} = \\ &= \frac{16\,923 \cdot 0.2 \cdot 1.421}{347\,826} \cdot \frac{1.077 - 0.753 \cdot \left(1 - \frac{0.753}{2}\right) - 0.280}{1 - 0.055} = 0.004800 \text{ м}^2 = 4\,800 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Принимаем значения $A_s = A'_s = 5\,630 \text{ мм}^2$ (7Ø32).

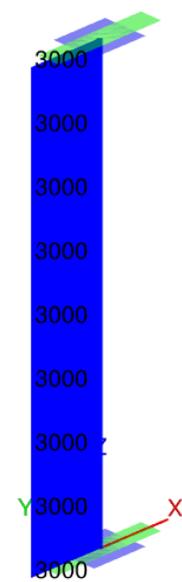
РАСЧЁТ В ПЛАГИНЕ



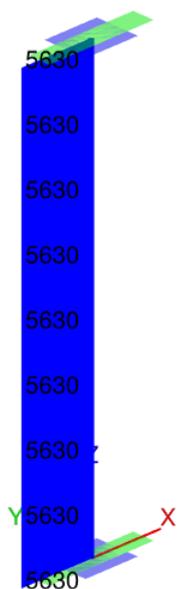
Общий вид модели



Продольные усилия, кН

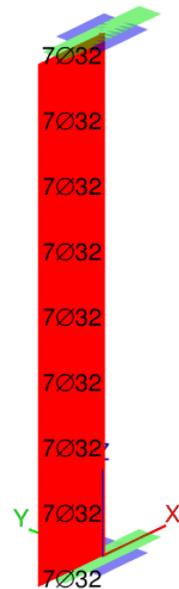


Изгибающие моменты, кН·м



Площадь растянутого продольного армирования в сечении, мм²

Количество и диаметр растянутых стержней



Площадь сжатого продольного армирования в сечении, мм²

Количество и диаметр сжатых стержней

СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ

| Параметр для сравнения | SV Plugins | Аналитический расчёт | Отн. погрешность, % |
|--|-----------------|----------------------|---------------------|
| Площадь сжатого продольного армирования, мм ² | 5 630 (7Ø32) | 5 630 (7Ø32) | 0.0 |
| Площадь растянутого продольного армирования, мм ² | 5 630 (7Ø32) | 5 630 (7Ø32) | 0.0 |

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.